NOVIGLIO data Centres MXPI
Noviglio

RELAZIONE DI CALCOLO E DEI MATERIALI MXP I-I

MXP-MAE-ZZ-ZZ-CA-S-0002

Prot int: R40547/DAR/00755

PARTE GENERALE

ALLEGATI

A01 – FONDAZIONI

A02 – DATA HALL BUILDING

A03 – SUPPORT BUILDING

A04 – DIAFRAMMA DI PIANO

A05 – STRUTTURE ESTERNE

A06 – STRUTTURE IN ACCIAIO

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI / BH	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI / BH	MEG

Sommario

1 PREMESSA 3
2 RIFERIMENTI 4
2.1 NORMATIVA COGENTE 4
2.2 PROGETTO ARCHITETTONICO 6
2.3 RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA 6
2.4 ULTERIORI VINCOLI PROGETTUALI 6
2.5 ELENCO DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI 7
3 MATERIALI 8
3.1 CALCESTRUZZO 8
3.2 ACCIAIO DI ARMATURA 9
3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA 10
4 CARICHI 12
4.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE 12
4.2 CARICHI PERMANENTI E VARIABILI 12
4.2.1 PERMANENTI 12
4.2.2 SOVRACCARICHI D'USO 12
4.2.3 NEVE 12
4.2.4 VENTO 13
4.2.5 VARIAZIONE TERMICA 14
4.3 AZIONE SISMICA 15
4.3.1 PARAMETRI CARATTERISTICI 15
4.3.2 FATTORE DI STRUTTURA 16
4.3.3 SPETTRI DI PROGETTO 17
4.3.4 VERIFICHE NEI CONFRONTI DELL'AZIONE SISMICA 17
4.4 RESISTENZA ALL'INCENDIO 18
4.5 COMBINAZIONI DI CARICO 18
5 MODELLI DI CALCOLO 19
5.1 MODELLI GENERALI DEGLI EDIFICI 19
5.2 MODELLO PER LA VALUTAZIONE DEL DIAFRAMMA DI PIANO 20
5.3 MODELLI PER I BASAMENTI ESTERNI 21

1 PREMESSA

La presente relazione descrive le verifiche strutturali inerenti la realizzazione di un nuovo fabbricato industriale come Centro Elaborazioni Dati (CED) commissionato dalla società Compass.
L'edificio si colloca a Noviglio, in prossimità della uscita Binasco dell'autostrada A7 Milano – Genova, nell'hinterland sud occidentale di Milano.
Il complesso industriale si compone di due fabbricati adiacenti denominati Data Hall (DH) che ospitano i calcolatori, di un edificio di servizi denominato Support Building (SB) e di un'area esterna piuttosto estesa che comprende i basamenti per le macchine impiantistiche necessarie per il funzionamento del data center.
Nel seguito si riportano alcune immagini delle strutture in oggetto.

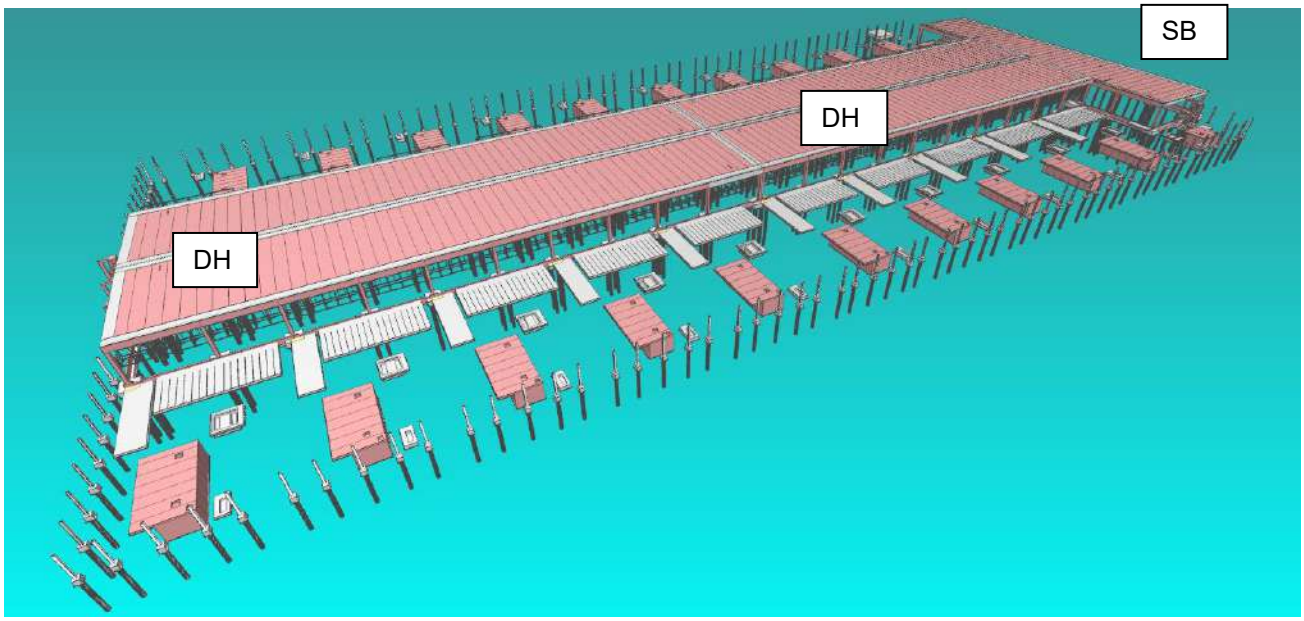


Fig. 1-1 : Inquadramento generale – vista sud ovest

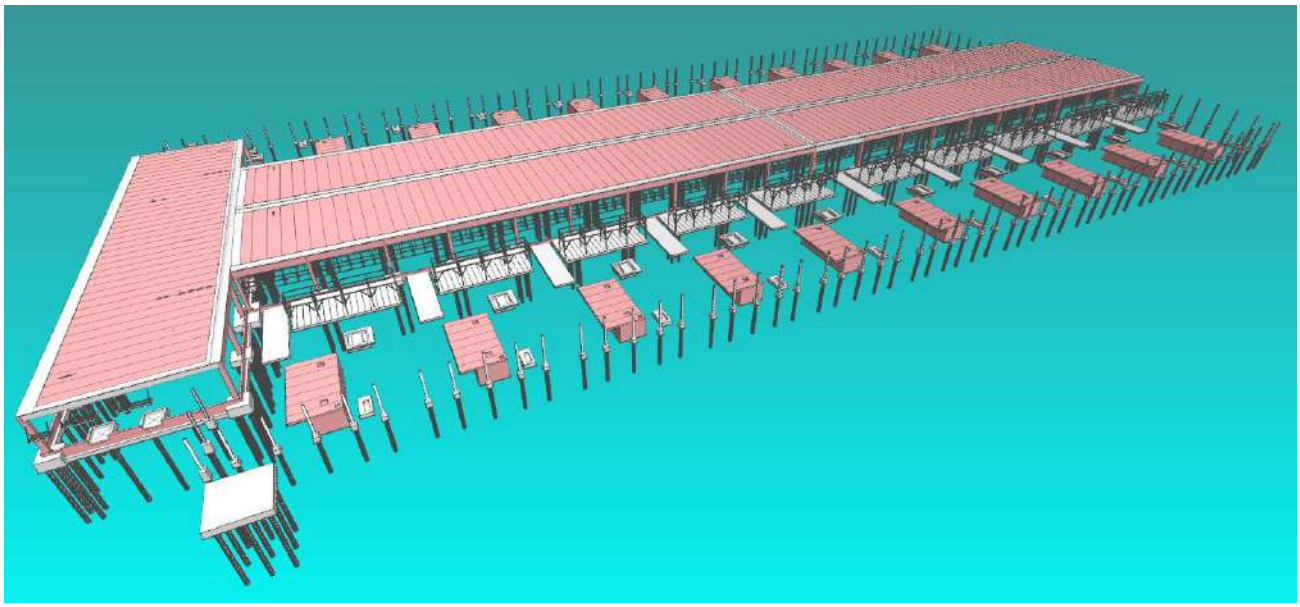


Fig. 1-2 : Inquadramento generale – vista nord est

Nella presente relazione di calcolo e nei relativi allegati sono incluse le strutture degli edifici e dei basamenti compresi all'interno della barriera acustica. Unico elemento esterno è costituito dal basamento del serbatoio di grandi dimensioni posto nelle immediate vicinanze della barriera; per ogni altro elemento strutturale come recinzioni esterne, muri perimetrali o basamenti per altri manufatti esterni si rimanda agli altri documenti di progetto.

Il pavimento industriale su pali all'interno degli edifici Data Hall è trattato in una relazione separata, alla quale si rimanda per ogni approfondimento in merito.

I tre edifici sono realizzati con struttura prefabbricata a mensola, con pilastri incastrati alla base e sono separati tra loro da giunti strutturali.
Le fondazioni sono realizzate con plinti su pali mentre il piano copertura è costituito da travi prefabbricate con sagoma a T rovescio o ad L per l'appoggio dei tegoli di tipo "doppio T" che costituiscono gli elementi di solaio.
I tegoli sono resi solidali tra loro da una cappa gettata solo in prossimità delle travi principali mentre lungo lo sviluppo dei tegoli stessi le connessioni sono costituite da piastre metalliche saldate in opera. Questo sistema costituisce in ogni caso un diaframma rigido, come meglio chiarito nel relativo allegato di calcolo.
Le facciate sono costituite da pannelli in calcestruzzo anch'essi prefabbricati di tipo standard per il DH ed a taglio termico per il SB.
All'esterno degli edifici si trovano i basamenti in calcestruzzo armato per le macchine impiantistiche, circondati da una barriera acustica la cui struttura è realizzata con colonne metalliche incastrate su plinti puntuali di tipo monopalo.
Completano l'intervento le scale esterne per salire in copertura, realizzate anch'esse con struttura prefabbricata.

2 RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVA COGENTE

Il progetto fa riferimento alla Normativa Italiana e ove opportuno per eventuali integrazioni agli Eurocodici. La normativa cogente di riferimento è dunque la seguente

- ☐ LEGGE 5 NOVEMBRE 1971, N.1086
  Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

- ☐ D.P.R. 380/2001
  Testo unico per l'edilizia e sue successive modifiche ed integrazioni
  Rev. 6.0 del 15 settembre 2020: aggiornato alle modifiche introdotte dalla Legge 120/2020 di conversione del DL 76/2020 (decreto semplificazioni)

- ☐ DECRETO MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 17 GENNAIO 2018
  Aggiornamento delle "norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018)

- ☐ CIRCOLARE 21 GENNAIO 2019, n. 7
  Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (Circolare applicativa NTC 2018)

- ☐ NORMATIVA SISMICA REGIONE LOMBARDIA LR 33/2015
  Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche

- ☐ DECRETO MINISTERO DEGLI INTERNI 3 AGOSTO 2015
  Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.

- ☐ UNI EN 1090-1/2/3:2012
  Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1/2/3

- ☐ UNI EN 206-1:2021
  Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità

- ☐ UNI 11104:2016
  Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206

- ☐ REGOLAMENTO EUROPEO (UE) N. 305/2011
  Regolamento prodotti da costruzione

- ☐ EUROCODICE 1
  Azioni sulle strutture

- ☐ EUROCODICE 2
  Progettazione delle strutture di calcestruzzo

- ☐ EUROCODICE 3
  Progettazione delle strutture di acciaio

Riguardo gli aspetti costruttivi e dimensionali nonché le relative tolleranze per gli elementi prefabbricati, come segnalato anche all'interno delle specifiche progettuali, si fa riferimento alle seguenti norme UNI:

- ☐ UNI EN 13224
  Prodotti prefabbricati di calcestruzzo – Elementi nervati per solai

- ☐ UNI EN 13225
  Prodotti prefabbricati di calcestruzzo – Elementi strutturali lineari

- ☐ UNI EN 13369
  Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo

- ☐ UNI EN 1337-3
  Appoggi strutturali - Parte 3: Appoggi elastomerici

2.2 PROGETTO ARCHITETTONICO

Si fa riferimento al progetto architettonico esecutivo, integrato con le informazioni scambiate per le vie brevi nel corso delle riunioni intercorse alla presenza delle varie discipline progettuali.
Per ogni dettaglio descritto nella seguente relazione si rimanda alle tavole di progetto.

2.3 RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA

Per la caratterizzazione del terreno e conseguente dimensionamento delle fondazioni, si fa riferimento alla Relazione geologico tecnica.
Date le scarse caratteristiche meccaniche dei layer superficiali le fondazioni saranno impostate su pali che raggiungono lo strato di terreno sottostante ad una profondità variabile in base al sovraccarico di utilizzo, tra i 7 ed i 12 m dal piano di imposta delle fondazioni.
Gli edifici verranno impostati su uno strato di riporto per raggiungere la quota di progetto rispetto all'attuale piano campagna.
Per la definizione degli strati che costituiscono il sottofondo delle fondazioni e della pavimentazione industriale si fa ancora riferimento alla medesima relazione.

2.4 ULTERIORI VINCOLI PROGETTUALI

In aggiunta alle prescrizioni della normativa sopra citata, il Cliente ha richiesto di soddisfare alcuni standard di progetto che riguardano le massime deformate ammissibili per le strutture.
In particolare tali vincoli sono elencati nel seguito:

Combinazione SLO e SLE con vento predominante	dx / dy < H / 400
Carico variabile	dz < L / 360
Carico totale	dz < L / 240

Con
- dx, dy, dz gli spostamenti nel piano orizzontale e verticale
- H è riferito all'altezza delle strutture rispetto al piano di imposta
- L è la distanza tra gli appoggi degli elementi di solaio

2.5 ELENCO DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI

L'analisi e verifica strutturale è stata condotta utilizzando estensivamente i seguenti codici di calcolo:

- **Midas GenTM:** programma di analisi per elementi finiti (FEM) per strutture tridimensionali in campo lineare e non lineare per geometria e materiale, dotato di modulo per l'analisi per fasi e di post-processore per le verifiche di membrature in acciaio o calcestruzzo secondo normativa europea. Licenze acquisite presso Harpaceas srl – Milano.

- **Dolmen Win:** programma di analisi per elementi finiti (FEM) per strutture tridimensionali in campo lineare e non lineare per geometria e materiale. Versione 18 del 2018, prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

- **GELFI-VCA:** software sviluppato a cura del prof. Piero Gelfi dell'università di Brescia per la verifica allo stato limite ultimo e con il metodo "n" di sezioni in calcestruzzo armato soggette a presso-flessione retta e deviata. Distribuzione libera.

In aggiunta, per la verifica a taglio delle sezioni, le verifiche dei collegamenti metallici, ecc., si sono impiegati fogli di calcolo sviluppati ad hoc da Redesco Progetti srl.
L'impiego estensivo di moderni codici di calcolo automatico e di fogli sviluppati ad hoc consente una migliore comprensione del comportamento strutturale, con benefici per la sicurezza ed il funzionamento in esercizio della struttura.
I risultati ottenuti con questi programmi non sono trasferiti automaticamente sulle tavole di progetto, ma vengono preventivamente validati con verifiche alternative o confronto con risultati ottenuti con modelli semplificati. Questa validazione costituisce un requisito essenziale del sistema qualità certificato ISO9001 della Redesco Progetti srl.

3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono riportate negli elaborati grafici di progetto. Si riportano nel seguito i tipi di materiali impiegati, con le caratteristiche rilevanti ai fini delle verifiche statiche e della durabilità.

3.1 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo pali

Proprietà	Sigla	Valore	Note / Norma di riferimento
Resistenza cubica caratteristica	C25/30	Rck ≥ 3.00 kN/cm^2	DM 17.01.18
Classe di esposizione	/	XC2	UNI EN 206, UNI 11104
Consistenza	/	SCC	UNI EN 206, UNI 11104
D max inerte	/	25mm	/

Calcestruzzo plinti e travi di fondazione:

Proprietà	Sigla	Valore	Note / Norma di riferimento
Resistenza cubica caratteristica	C30/37	Rck ≥ 3.70 kN/cm^2	DM 17.01.18
Classe di esposizione	/	XC2	UNI EN 206, UNI 11104
Consistenza	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
D max inerte	/	25mm	/

Calcestruzzo basamenti esterni:

Proprietà	Sigla	Valore	Note / Norma di riferimento
Resistenza cubica caratteristica	C30/37	Rck ≥ 3.70 kN/cm^2	DM 17.01.18
Classe di esposizione	/	XC2(XF3)	UNI EN 206, UNI 11104
Consistenza	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
D max inerte	/	25mm	/

Calcestruzzo elementi prefabbricati (colonne/travi/solai doppio T):

Proprietà	Sigla	Valore	Note / Norma di riferimento
Resistenza cubica caratteristica	C40/50	Rck ≥ 5.00 kN/cm^2	DM 17.01.18
Consistenza	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
Classe di esposizione	/	XC3	UNI EN 206, UNI 11104
D max inerte	/	20mm	/

Calcestruzzo elementi prefabbricati (pannelli di facciata):

Proprietà	Sigla	Valore	Note / Norma di riferimento
Resistenza cubica caratteristica	C32/40	Rck ≥ 4.00 kN/cm^2	DM 17.01.18
Consistenza	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
Classe di esposizione	/	XC3	UNI EN 206, UNI 11104
D max inerte	/	20mm	/

Calcestruzzo rampe scala prefabbricate:

Proprietà	Sigla	Valore	Note / Norma di riferimento
Resistenza cubica caratteristica	C40/50	Rck ≥ 5.00 kN/cm^2	DM 17.01.18
Consistenza	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
Classe di esposizione	/	XC4(XF3)	UNI EN 206, UNI 11104
D max inerte	/	20mm	/

I pianerottoli e le rampe scale saranno di tipo prefabbricato, progettate e realizzate a cura ed onere dell'Impresa. In particolare il sistema di fissaggio alle strutture portanti dovrà essere coordinato per consentire il sostegno degli elementi prefabbricati nel rispetto della geometria di progetto.
Si richiede in ogni caso una miscela di calcestruzzo con caratteristiche pari o superiori a quella sopra indicata.

Calcestruzzo per getto di completamento in copertura:

Proprietà	Sigla	Valore	Note / Norma di riferimento
Resistenza cubica caratteristica	C30/37	Rck ≥ 3.7 kN/cm^2	DM 17.01.18
Consistenza	/	S5	UNI EN 206, UNI 11104
Classe di esposizione	/	XC3	UNI EN 206, UNI 11104
D max inerte	/	10mm	/

3.2 ACCIAIO DI ARMATURA

Per ogni impiego dovrà rispettare le caratteristiche riportate sulle tavole di disegno.
Di seguito si riassumono, le caratteristiche di resistenza.

Acciaio in barre ad aderenza migliorata:

Proprietà	Sigla	Valore	Note/ Norma di riferimento
Tipo	B450C	/	DM 17.01.18
tensione caratt. di snervamento	fy nom	≥ 450 N/mm^2	DM 17.01.18
tensione caratt. di rottura	ft nom	≥ 540 N/mm^2	DM 17.01.18
Diametro	Ø	da 6 a 40 mm	DM 17.01.18

Reti e tralicci di acciaio elettro-saldati:

Proprietà	Sigla	Valore	Norma di riferimento
Tipo	B450C	/	DM 17.01.18
tensione caratt. di snervamento	f_{yk}	≥ 450 N/mm^2	DM 17.01.18
tensione caratt. di rottura	f_{tk}	≥ 540 N/mm^2	DM 17.01.18
Diametro	Ø	da 6 a 16 mm	DM 17.01.18
Rapporto tra diametri	$Ø_{min}$/ $Ø_{Max}$	≥ 0.6	DM 17.01.18

Acciaio in trefoli (0.6") per elementi precompressi:

Proprietà	Sigla	Valore	Norma di riferimento
Tipo	/	/	
tensione caratt. di snervamento	f_{ptk}	≥ 1860 N/mm^2	DM 17.01.18
tensione caratt. di rottura	$f_{p(1)\,k}$	≥ 1670 N/mm^2	DM 17.01.18
Allungamento tot. % a carico max.	Agt	≥ 3.5 %	DM 17.01.18

3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 delle NTC2018.
In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico E = 210.000 N/mm2

coefficiente di Poisson v = 0,3

coefficiente di espansione termica lineare α = 1,2 x 10-5 / °C

densità ρ = 7850 kg/m3

Per i cicli di protezione previsti (zincatura e/o verniciatura) si faccia riferimento alle specifiche tecniche particolari.

Le strutture metalliche dovranno essere prodotte e fornite in conformità alla normativa UNI EN 1090, la classificazione è la seguente:

Tutte le strutture	Classe / CAT	Norma di riferimento
Classe di conseguenza	CC2	Prosp. B1 EN 1990
Categoria di servizio	SC1	Tab. B1 EN 1090-2
Categoria di produzione	PC1 / PC2	Tab. B1 EN 1090-2
Classe di esecuzione	**EXC2**	**Tab. B1 EN 1090-2**

Di seguito le caratteristiche di resistenza e resilienza considerate a progetto per le varie tipologie strutturali.

Acciaio laminato a caldo in profilati, barre, piatti e lamiere per strutture barriera acustica:

Proprietà	Sigla	Valore	Note/ Norma di riferimento
Tipo	S355 J0	/	DM 17.01.18, Zincato a caldo
tensione caratt. di snervamento	fyk	≥ 355 N/mm^2	DM 17.01.18
tensione caratt. di rottura	ftk	≥ 510 N/mm^2	DM 17.01.18

Acciaio laminato a caldo in profilati, barre, piatti e lamiere per pensiline esterne:

Proprietà	Sigla	Valore	Note/ Norma di riferimento
Tipo	S275 J0	/	DM 17.01.18, Zincato a caldo
tensione caratt. di snervamento	fyk	≥ 275 N/mm^2	DM 17.01.18
tensione caratt. di rottura	ftk	≥ 430 N/mm^2	DM 17.01.18

Acciaio laminato a caldo in profilati, barre, piatti e lamiere per strutture secondarie di appensione impianti:

Proprietà	Sigla	Valore	Note/ Norma di riferimento
Tipo	S275 J0	/	DM 17.01.18, Verniciato secondo specifiche
tensione caratt. di snervamento	fyk	≥ 275 N/mm^2	DM 17.01.18
tensione caratt. di rottura	ftk	≥ 430 N/mm^2	DM 17.01.18

Barre filettate:

Proprietà	Sigla	Valore	Note/ Norma di riferimento
Classe vite	8.8	/	UNI EN 14399-1/3/4
Classe dado	8	/	UNI EN 14399-1/3/4
Tensione caratt. di snervamento	Fyk	≥ 640 N/mm^2	DM 17.01.18
Tensione caratt. di rottura	Ftk	≥ 800 N/mm^2	DM 17.01.18

Bulloni ad alta resistenza per carpenteria metallica in genere:

Proprietà	Sigla	Valore	Note/ Norma di riferimento
Classe vite	8.8	/	UNI EN 14399-1/3/4
Classe dado	8	/	UNI EN 14399-1/3/4
Tensione caratt. di snervamento	fyk	≥ 640 N/mm^2	DM 17.01.18
Tensione caratt. di rottura	ftk	≥ 800 N/mm^2	DM 17.01.18

Gli assiemi vite/dado/rondella devono essere marcati CE ed associati tra loro come prescritto al cap 11.3.4.6 della NTC 2018. In base al tipo di utilizzo ed all'esposizione della struttura le barre filettate e la bulloneria possono essere di tipo elettrozincato o zincato a caldo, come specificato sulle tavole di progetto. In generale, ove non diversamente prescritto, si utilizzerà bulloneria zincata a caldo per le connessioni di elementi con questo grado di protezione.

Pioli di connessione per piastre annegate nei c.a. (tipo Nelson):

Proprietà	Sigla	Valore	Note/ Norma di riferimento
Tipo acciaio	ST37-3k	/	DIN, grezzo
Tensione caratt. di snervamento	fyk	≥ 350 N/mm^2	
Tensione caratt. di rottura	ftk	≥ 450 N/mm^2	
Allungamento a rottura	/	≥ 15%	

4 CARICHI

4.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE

Il peso proprio delle strutture viene calcolato in funzione dei pesi specifici.
Per il calcestruzzo armato ordinario si è assunto γc = 25 kN/m3, mentre per l'acciaio γs = 78.5 kN/m3.
Nel caso di modellazione matematica a elementi finiti il peso proprio viene automaticamente valutato dal software di calcolo, in funzione dei pesi specifici e della geometria delle sezioni strutturali. Il peso così ottenuto è oggetto di verifiche con metodi semplificati alternativi.

4.2 CARICHI PERMANENTI E VARIABILI

4.2.1 PERMANENTI

Per la valutazione dei sovraccarichi permanenti si è fatto riferimento da un lato alle vigenti normative, dall'altro alle valutazioni condivise con i progettisti delle opere civili e degli impianti meccanici / elettrici, nel rispetto delle richieste funzionali fornite dal cliente finale.
I dati relativi ai sovraccarichi permanenti utilizzati per le verifiche sono riportati in apposite tavole nelle quali sono evidenziate le diverse zone di carico per i vari livelli.

4.2.2 SOVRACCARICHI D'USO

Le azioni dovute ai sovraccarichi variabili sono state definite nel rispetto dei valori minimi di normativa per le destinazioni d'uso previste, nel rispetto delle richieste funzionali fornite dal cliente finale.
I dati relativi ai sovraccarichi variabili utilizzati per le verifiche sono riportati in apposite tavole nelle quali sono evidenziate le diverse zone di carico per i vari livelli.

4.2.3 NEVE

Il carico dovuto alla neve sulla coperture può essere stimato in accordo alla sua localizzazione geografica e all'altitudine di riferimento a_s (par.3.4 - NTC2018), inferiore ai 200m s.l.m. .
Di seguito si riassumono i parametri utilizzati per il calcolo del carico della neve, che risulta pari a q_s=1.2 KN/m^2.

Carico da neve sulle coperture par. 3.4.1					
Zona	**I mediter.**				
as	100	m	quota del sito s.l.m.		
q sk	1.50	kN/mq			
C_E	1.00		zona non battuta dai venti		
C_T	1.00				
qsk C_T C_E	1.50				
qs	**1.20**	**kN/mq**	carico di neve in copertura		

Fig. 4-1: Carico da neve

4.2.4 VENTO

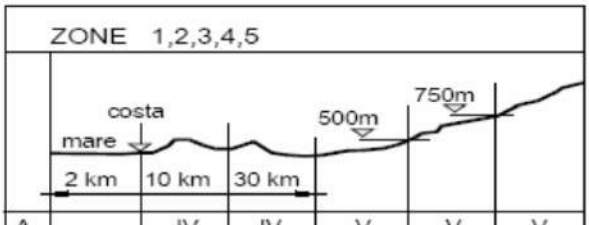
Di seguito si riporta la determinazione delle pressioni del vento secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche NTC 2018. L'edificio si trova in zona 1, con classe di rugosità del terreno D. Essendo ad una distanza maggiore di 30 km dalla costa e ad una quota inferiore di 500m, la categoria di esposizione del sito è la II, come mostrato nel seguito.

Tab. 3.3.I -*Valori dei parametri* $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.III - *Classi di rugosità del terreno*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)



A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

T_R (anni)	50
Zona:	1
Classe di rugosità:	D
Cat. di esposizione:	II
a_s (m) altitudine	101

Pressione cinetica di riferimento, q_r		
a_0 =	1000	m
k_s =	0.4	-
c_a =	1	-
$v_{b,0}$ =	25.0	m/s
$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$ =	25.0	m/s
c_r =	1.00	-
$v_r = v_b \cdot c_r$ =	25.0	m/s
$q_r = 1/2\ \rho\ v^2_r$ =	**0.39**	**kN/m^2**

Coeff. di esposizione, c_e	
k_r	0.19
z_0	0.05
z_{min}	4.0
$c_e(z_{min})$	1.80

coeff. di topografia, c_t	1.00
coeff. di forma, c_p	1.39
coeff. dinamico, c_d	1.00

Considerata la Altezza ridotta degli edifici si considera a favore di sicurezza una pressione costante e pari a:

qv = 1.10 kN/mq

Considerazioni più puntuali possono essere riportate negli allegati di calcolo per strutture particolari.

4.2.5 VARIAZIONE TERMICA

Con riferimento al paragrafo 3.5.5 delle NTC2018 la struttura si considera protetta, trattandosi di un edificio coibentato e climatizzato. Si ottiene:

Elementi in calcestruzzo DT = +/- 10°C

Tuttavia, le temperature di esercizio previste all'interno del Data Hall sono pari a circa 36°C,costanti a causa del funzionamento continuo dei calcolatori. Immaginando una temperatura di posa degli elementi strutturali pari a 20°C si ottiene una variazione termica superiore a quella di normativa e pari a DT = +/- 16°C
Utilizzata per le verifiche di dettaglio del diaframma, come meglio specificato nel relativo allegato.

4.3 AZIONE SISMICA

4.3.1 PARAMETRI CARATTERISTICI

L'azione sismica è calcolata a partire dalle coordinate geografiche del sito ed in base alla categoria di sottosuolo, definita dalla relazione geotecnica di tipo "C".

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Fig. 4-2: Categorie di sottosuolo (par. 3.3.2 NTC 2018)

Le coordinate geografiche del sito sono le seguenti

WGS 45.359° N – 9.054° E

Considerando le caratteristiche del fabbricato e la sua strategicità, in accordo con la Committenza, per la determinazione dell'azione sismica sono stati assunti i seguenti parametri:

Classe d'uso	III	
Vita nominale	50	anni
Categoria topografica	T1	pianeggiante

I valori dei parametri a_g, F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche e gli spettri elastici, per ciascuno degli stati limite di riferimento, sono definiti di seguito:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.023	2.548	0.185
SLD	75	0.028	2.567	0.209
SLV	712	0.056	2.649	0.290
SLC	1462	0.068	2.694	0.305

4.3.2 FATTORE DI STRUTTURA

Gli spettri di progetto dipendono infine dal fattore di comportamento "q" che viene definito in funzione della tipologia strutturale resistente al sisma e riduce l'ordinata dello spettro elastico tenendo conto della capacità dissipativa della struttura stessa.
Il sistema sismo resistente è costituito dalle colonne prefabbricate incastrate alla base in entrambe le direzioni del piano. Si tratta quindi della classica struttura prefabbricata a pendolo inverso.

L'entità dell'accelerazione di picco è modesta data la bassa sismicità della zona e non risulta conveniente utilizzare fattori di struttura vicini al limite superiore consentito dalla norma, dal momento che viene di conseguenza prescritta la realizzazione di particolari costruttivi e l'adozione di criteri di duttilità che possono risultare complicati ed onerosi.

Si assume quindi un comportamento NON dissipativo della struttura ed il fattore di comportamento, in accordo con il paragrafo 7.3 della norma è preso pari a:

q = Kr x q0 = 1.0 x 1.5 = 1.50

dove il fattore Kr è pari ad 1.0 essendo la struttura regolare in altezza.

Tab. 7.3.I – *Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica*

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	—	—		

Fig. 4-3: Valori limite del fattore di comportamento q (NTC 2018 § 7.3.1)

4.3.3 SPETTRI DI PROGETTO

In base a quanto sopra esposto si ottengono i seguenti spettri di progetto

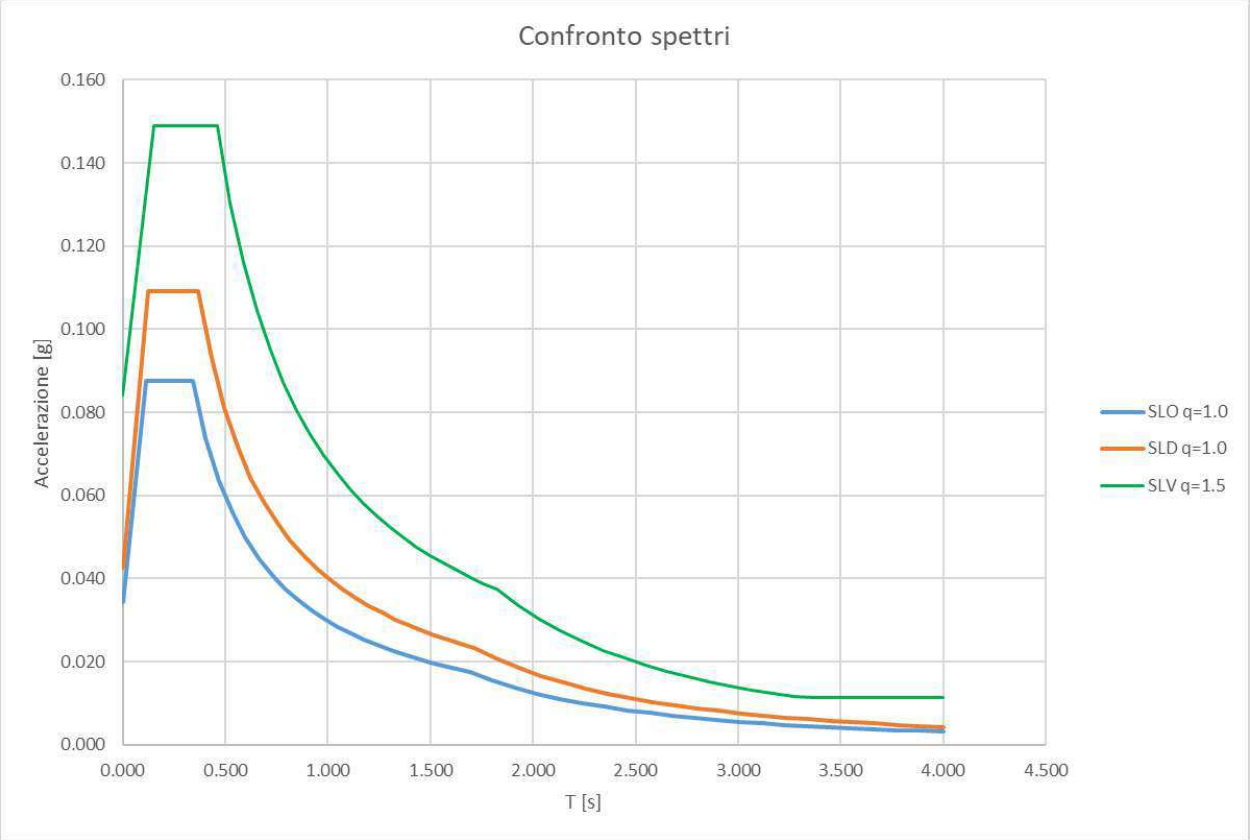


Fig. 4-4: Spettri di progetto

4.3.4 VERIFICHE NEI CONFRONTI DELL'AZIONE SISMICA

In base a quanto indicato in normativa, le verifiche nei confronti dell'azione sismica per la classe d'uso III sono di seguito riportate.

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

In particolare le verifiche di rigidezza devono essere svolte allo SLO con i limiti ridotti definiti in 7.3.6.1.
Le verifiche di resistenza devono essere svolte sia per SLV che per SLD tuttavia, in virtù del fattore di struttura adottato, lo spettro SLV risulta sempre superiore rispetto a quello dello SLD e si potranno limitare le verifiche al solo SLV.
Le verifiche di duttilità non sono dovute avendo utilizzato il fattore di struttura pari a 1.50, come chiarito dalla norma sempre nel paragrafo 7.3.6.1.

4.4 RESISTENZA ALL'INCENDIO

In base alla relazione del progettista antincendio ed ai requisiti richiesti dal Cliente, la resistenza al fuoco per le strutture sia orizzontali che verticali è pari a R60'.

4.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche degli elementi strutturali si conducono con le azioni caratteristiche fattorizzate in accordo con la normativa italiana.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]

Dove:

G1 =	peso proprio
G2-1 =	permanente solai
G2-2 =	permanente facciate
Q =	variabile
Wx,y =	vento
DT =	variazione termica

Lo sviluppo in particolare delle combinazioni considerate nelle verifiche è riportato nei singoli allegati.

5 MODELLI DI CALCOLO

Sono stati realizzati modelli di calcolo generali per gli edifici e di dettaglio per i singoli elementi al fine di comprendere meglio il comportamento strutturale dei fabbricati.
Si riporta nel seguito un riepilogo dei modelli utilizzati, rimandando ai singoli allegati per i dettagli.
Le azioni di verifica per gli elementi prefabbricati di solaio e di trave, considerati in semplice appoggio, sono ricavate da fogli di calcolo opportunamente realizzati e testati.

5.1 MODELLI GENERALI DEGLI EDIFICI

Si tratta dei modelli per il Data Hall ed il Support Building, utilizzati per valutare l'azione sismica ed il comportamento globale degli edifici in termini di spostamenti. Da questi modelli si ricavano anche le azioni sugli elementi di tipo trave e colonna, nonché le azioni in fondazione. Per ulteriore verifica dei risultati i modelli sono stati realizzati con due diversi software FEM, come riportato nel cap. 2.5.
Si riportano alcune immagini di tali modelli.

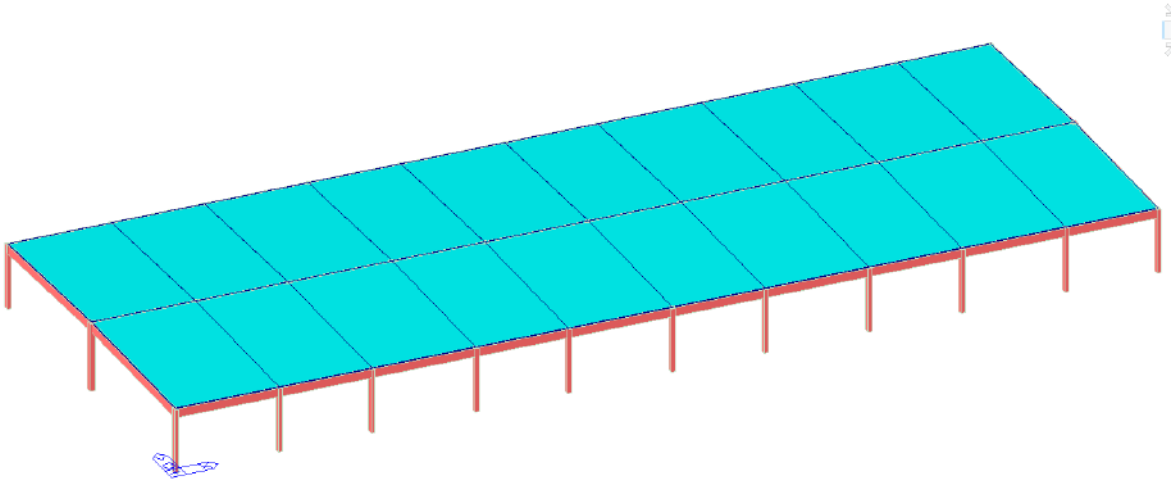


Fig. 5-1: Esempio di modello generale DH

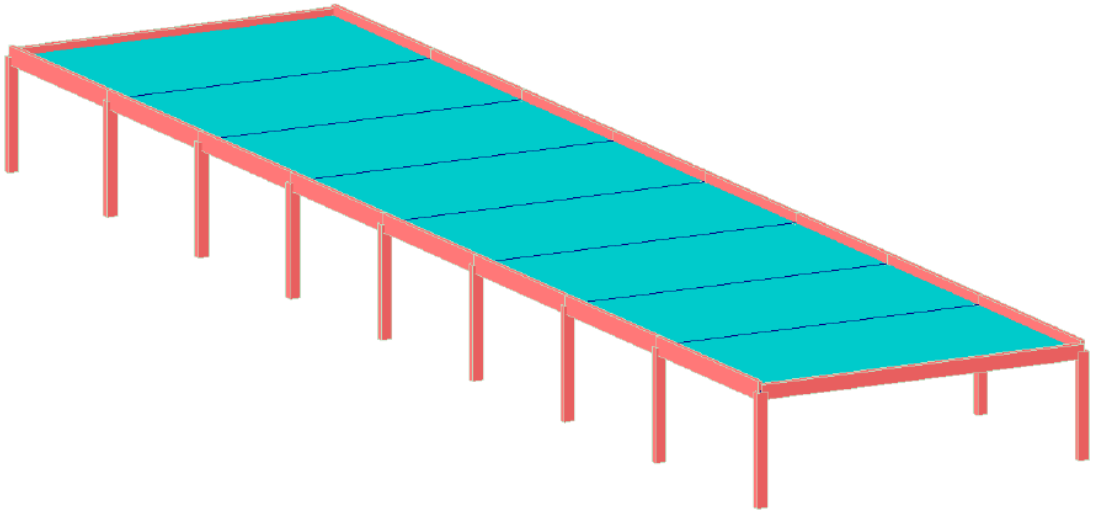


Fig. 5-2: Esempio di modello generale SB

Per le ulteriori definizioni si rimanda ai relativi allegati.

5.2 MODELLO PER LA VALUTAZIONE DEL DIAFRAMMA DI PIANO

Si tratta di un modello con elementi di tipo Shell per valutare l'efficacia del diaframma di piano e delle connessioni tra i tegoli. Infatti nei modelli generali si considera un diaframma rigido per la copertura tuttavia il getto di completamento è realizzato solo a cavallo delle travi prefabbricate e la connessione per gli elementi a doppio T è fornita da piastre metalliche saldate successivamente alla posa.
Si è quindi realizzato un modello per l'analisi puntuale di queste connessioni e delle forze trasmesse all'interno della cornice gettata in opera. Si riportano alcune immagini di tale modello.

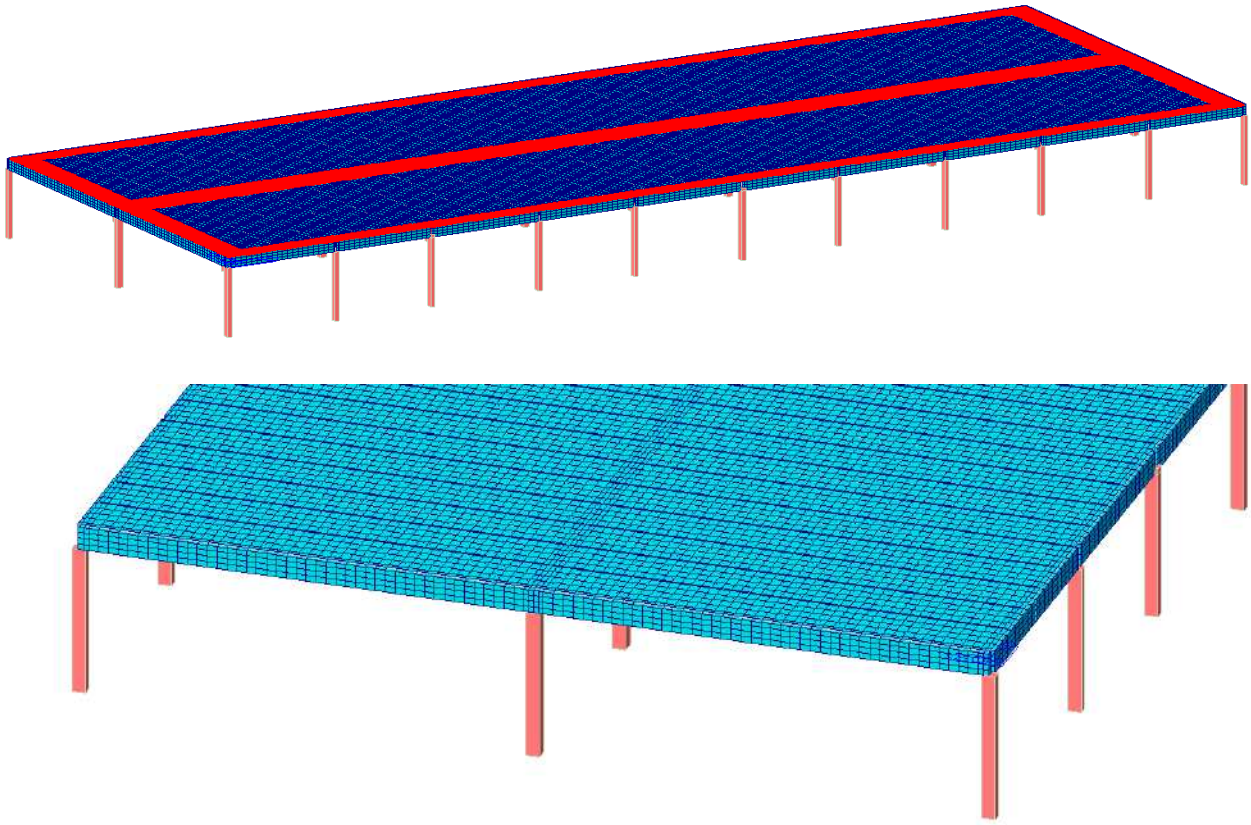


Fig. 5-3: Modello diaframma rigido

Per le ulteriori definizioni si rimanda al relativo allegato.

5.3 MODELLI PER I BASAMENTI ESTERNI

Si tratta dei modelli per i basamenti dei macchinari esterni. La costante di sottofondo per il rilevato è ricavata dalla relazione geotecnica.
Si riportano alcune immagini di tali modelli

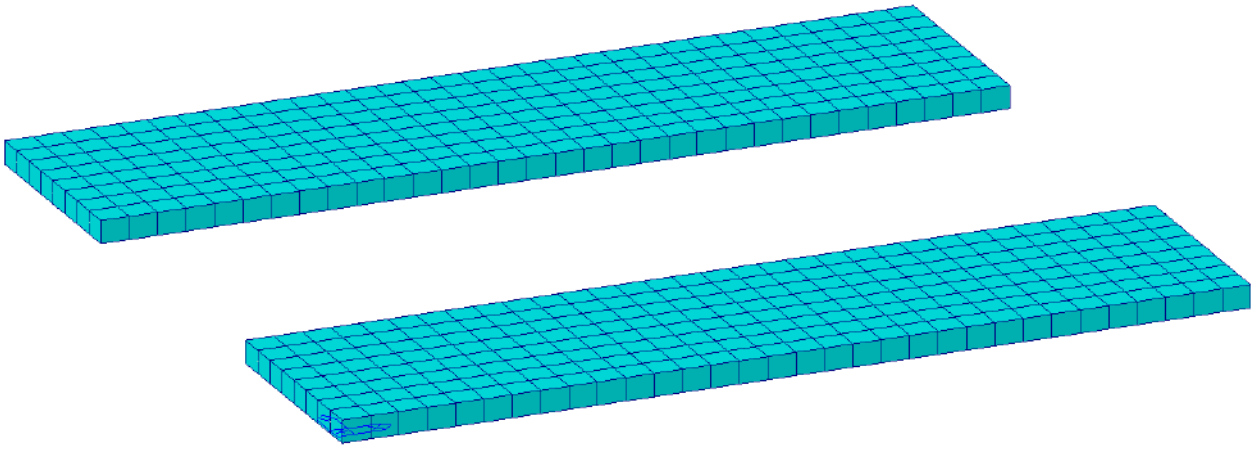


Fig. 5-4: Esempi di modello per i basamenti esterni

Per le ulteriori definizioni si rimanda al relativo allegato.

NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A01-FONDAZIONI

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI/BH	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI/BH	MEG

Sommario

1 PREMESSA 3
1.1 OGGETTO DEL DOCUMENTO 3
1.2 PRESCRIZIONI NORMATIVE 4
2 PLINTI EDIFICI DH E SB 4
2.1 PLINTO ASSE CENTRALE DH 4
2.2 PLINTO ASSE LATERALE DH E SB 6
3 TRAVI DI COLLEGAMENTO 8
3.1 TRAVE PORTA PANNELLI SU PALI 8
3.2 TRAVE DI COLLEGAMENTO PLINTI 11

1 PREMESSA

1.1 OGGETTO DEL DOCUMENTO

Il presente allegato fornisce le verifiche per le fondazioni relative agli edifici Data Hall e Support Building sia relativamente ai plinti che alle travi di collegamento e di sostegno dei pannelli di facciata.
Le verifiche relative ai basamenti esterni sono riportate in altro allegato.
Le verifiche dei pali di fondazione sono riportate nella relazione geotecnica.

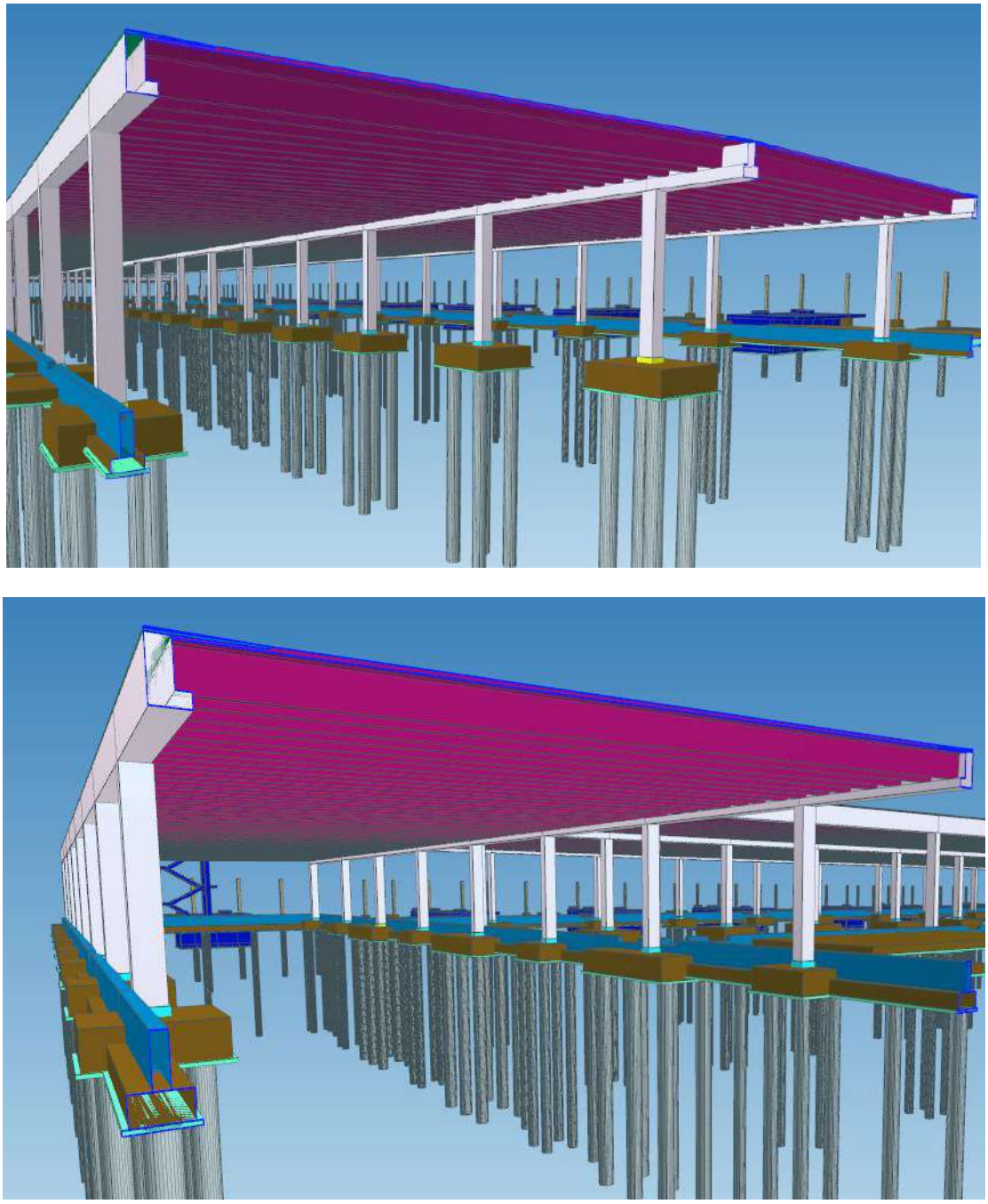


Fig. 1-1 : Fondazioni DH e SB

Le colonne degli edifici poggiano su plinti di altezza 1,20 m o 1,0m impostati nel caso tipico su 4 pali.
Lungo le facciate con pannellature verticali, lato corto DH e perimetro del SB, la trave porta pannelli è impostata su pali e lo spessore della ciabatta di fondazione è pari a 60cm.
Lungo le facciate con pannellature orizzontali, lato lungo DH, la trave collega tra loro le fondazioni e supporta il solo elemento prefabbricato denominato “stem wall” dato che il peso dei pannelli è direttamente trasferito alle colonne. In questi casi la trave ha uno spessore di soli 30cm ed è impostata direttamente sulla massicciata.

1.2 PRESCRIZIONI NORMATIVE

In base al cap. 7.2.5 delle NTC le fondazioni “gli spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. Travi o piastre di piano e travi porta pannello possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza ≠ 1,00 m dall’estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali.”
Nel caso in esame per l’edificio SB la trave porta pannelli si sviluppa lungo tutto il perimetro collegando tutti i plinti mentre per l’edificio DH la fila di pilastri centrali è collegata dalla pavimentazione a platea su pali impostata direttamente all’estradosso dei plinti e collegata nel piano tramite barre di armatura, come da dettaglio sulle tavole di progetto.
Sempre nel medesimo capitolo si prescrive che “le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l’intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell’area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente”.
Questo limite è sempre rispettato come si vede nel dettaglio delle verifiche ai successivi paragrafi.

2 PLINTI EDIFICI DH E SB

2.1 PLINTO ASSE CENTRALE DH

Si tratta di un plinto a quattro pali di diametro 80cm e di dimensioni 4,0 x 4,0 x 1,20 h.

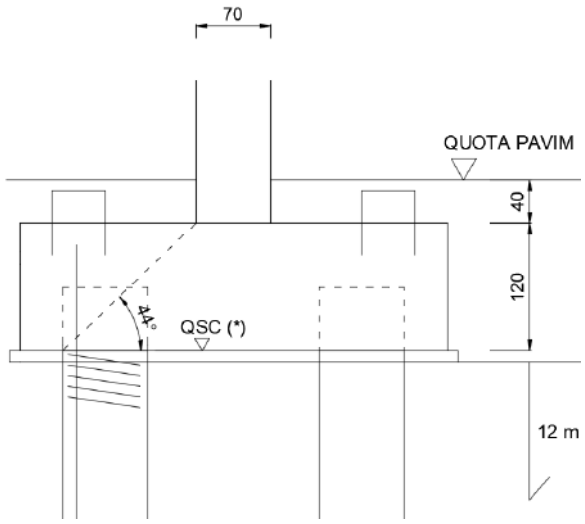
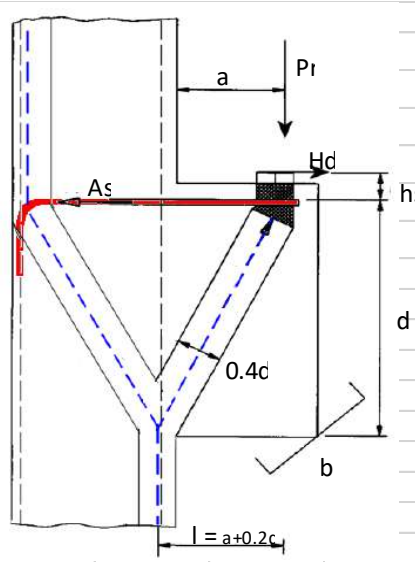


Fig. 2-1 : Plinto asse centrale DH

Le verifiche di portata dei pali sia dal punto di vista geotecnico che strutturale sono riportate nella relazione geotecnica alla quale si rimanda per questi aspetti.
Nel seguito si verifica l'armatura del plinto utilizzando una schematizzazione a traliccio con tirante e puntone. L'angolo di inclinazione del puntone è prossimo a 45°.
Per la verifica delle armature si considera la massima azione resistente del palo ricavata dalla relazione geotecnica e pari a Nrd = 1620 kN.
Tale azione è applicata ad una mensola vincolata alla colonna dell'edificio. L'armatura, come riportato sulle tavole è costituita da Ø20/15 nelle due direzioni ortogonali e da una armatura integrativa diagonale di collegamento dei pali costituita da 7Ø26.
La verifica positiva è mostrata nel seguito

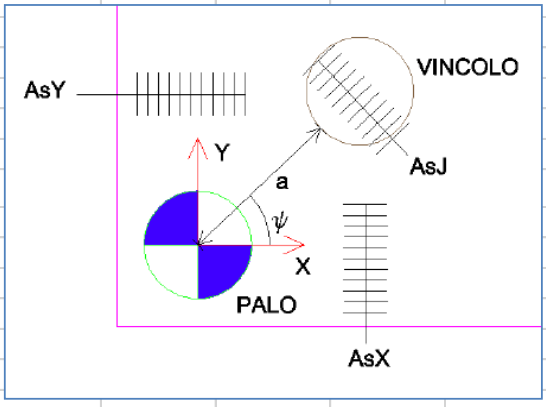
Materiali			
R_{ck}=	3.70	kN/cm^2	resistenza caratt. cubica del cls
γ_c=	1.50		
f_{cd}=	1.74	kN/cm^2	resistenza di progetto del cls
f_{yk}=	45.00	kN/cm^2	tensione di snervamento dell'acciaio
γ_s=	1.15		
f_{yd}=	39.13	kN/cm^2	tensione di progetto dell'acciaio
Azioni (SLU)			
Pr =	1620.00	kN	forza verticale
Hd=	0.00	kN	forza orizzonatale
Geometria			
a=	145.00	cm	
b=	120.00	cm	
d=	110.00	cm	
hs=	10.00	cm	
l =	167.00	cm	
c =	1.00		1.00 Normalmente; 1.50 Se prevista staffatura
λ =	1.69		



$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed}\right)\frac{1}{\lambda}$$

$$P_{Rc} = 0,4bdf_{cd}\frac{c}{1+\lambda^2} \geq P_{Rs}$$

AsJ min =	69.84	cm^2	→	14	ø	26
Prs min =	1620	kN				
Prc =	2389	kN	>Prs OK			
Prs =	1789	kN				
Armature						
ψ	45.0	°				
	Dir X	Dir Y	Dir J			
n	9	9	7			
Ø [mm]	20	20	26			
As [cmq]	28.26	28.26	37.15			
As dir J [cmq]	19.98	19.98	37.15			
As J TOT	77.11	cm^2	OK			



2.2 PLINTO ASSE LATERALE DH E SB

I plinti di bordo del DH e quelli del SB sono sostanzialmente identici per geometria ed armatura, in considerazione della poca differenza tra i carichi trasmessi dalla soprastruttura.
Si tratta di plinti a quattro pali di diametro 60cm e di dimensioni 3,0 x 3,0 x 1,00 h.

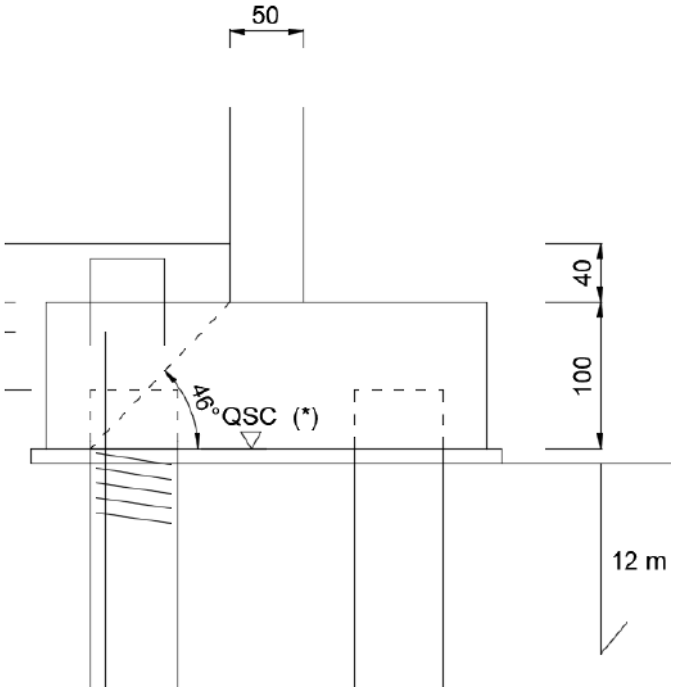
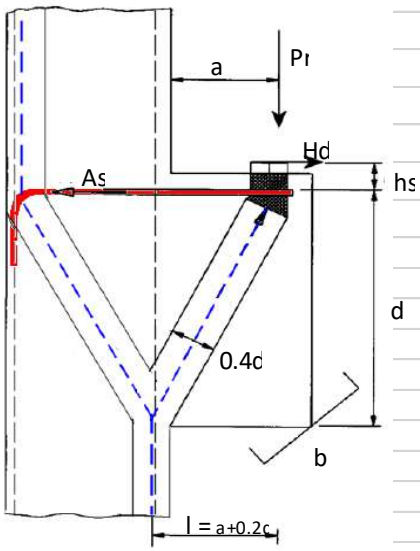


Fig. 2-2 : Plinto laterale DH e perimetro SB

Le verifiche di portata dei pali sia dal punto di vista geotecnico che strutturale sono riportate nella relazione geotecnica alla quale si rimanda per questi aspetti.
Nel seguito si verifica l'armatura del plinto utilizzando una schematizzazione a traliccio con tirante e puntone. L'angolo di inclinazione del puntone è prossimo a 45°.
Per la verifica delle armature si considera la massima azione resistente del palo ricavata dalla relazione geotecnica e pari a Nrd = 1050 kN.
Tale azione è applicata ad una mensola vincolata alla colonna dell'edificio. L'armatura, come riportato sulle tavole è costituita da Ø20/15 nelle due direzioni ortogonali e da una armatura integrativa diagonale di collegamento dei pali costituita da 5Ø26.
La verifica positiva è mostrata nel seguito

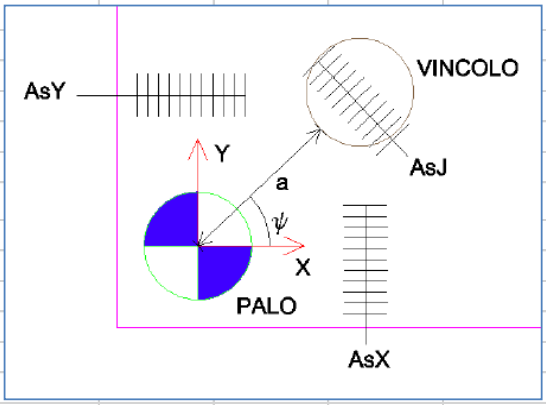
Materiali			
R_{ck}=	3.70	kN/cm^2	resistenza caratt. cubica del cls
γ_c=	1.50		
f_{cd}=	1.74	kN/cm^2	resistenza di progetto del cls
f_{yk}=	45.00	kN/cm^2	tensione di snervamento dell'acciaio
γ_s=	1.15		
f_{yd}=	39.13	kN/cm^2	tensione di progetto dell'acciaio
Azioni (SLU)			
Pr =	1050.00	kN	forza verticale
Hd=	0.00	kN	forza orizzonatale
Geometria			
a=	110.00	cm	
b=	100.00	cm	
d=	90.00	cm	
hs=	10.00	cm	
l =	128.00	cm	
c =	1.00		1.00 Normalmente; 1.50 Se prevista staffatura
λ =	1.58		



$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed}\right)\frac{1}{\lambda}$$

$$P_{Rc} = 0,4bdf_{cd}\frac{c}{1+\lambda^2} \geq P_{Rs}$$

AsJ min =	42.40	cm^2	→	8	ø	26
Prs min =	1050	kN				
Prc =	1791	kN	>Prs OK			
Prs =	1427	kN				



Armature			
ψ	45.0	°	
	Dir X	Dir Y	Dir J
n	7	7	5
Ø [mm]	20	20	26
As [cmq]	21.98	21.98	26.53
As dir J [cmq]	15.54	15.54	26.53
As J TOT	57.62	cm^2	OK

3 TRAVI DI COLLEGAMENTO

3.1 TRAVE PORTA PANNELLI SU PALI

Si tratta delle travi di collegamento dei plinti in corrispondenza delle facciate con pannelli verticali.
La sezione completa della trave di fondazione è costituita dalla ciabatta gettata in opera di spessore 60cm e da una parte verticale denominata “stem wall” che mette in comunicazione la fondazione con il pannello di facciata.
L’intera sollecitazione dovuta al peso dei pannelli è supportata dalla sola trave di fondazione in modo da mantenere un collegamento più semplice tra la parte in opera e quella prefabbricata.
Ancora una volta le verifiche di portata dei pali sono comprese nella relazione geotecnica alla quale si rimanda per ogni approfondimento.
Si segnala che i pali perimetrali del SB hanno lunghezza maggiore rispetto a quelli del lato corto dell’edificio DH. Questa differenza è dovuta ad una predisposizione richiesta dal Cliente per recepire un eventuale carico aggiuntivo nel caso di una modifica delle strutture per il Support Building.
In questa fase, come condiviso, le travi sono verificate per il solo carico derivante dal peso del pannello verticale, uguale in entrambi i casi.

Nel seguito si mostrano le verifiche sezionali per questa tipologia di trave.
Per determinare le sollecitazioni è stato realizzato un modello di calcolo con trave su suolo elastico ed appoggi intermedi forniti dai pali. Per la determinazione delle costanti di sottofondo del terreno e delle rigidezze equivalenti per i pali si faccia riferimento alla relazione geotecnica.

Il peso dei pannelli è stimato a favore di sicurezza pari a 4.0 kN/mq per una altezza di 10m ottenendo un carico lineare caratteristico pari a 40 kN/mlin. La massima distanza tra i pali è pari a 5,0m; le sollecitazioni ottenute per la combinazione SLU sono di seguito mostrate.

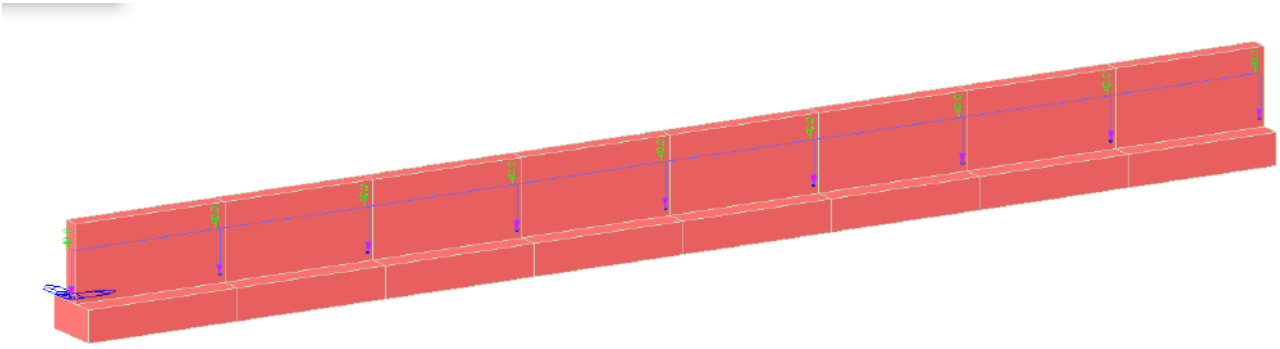


Fig. 3-1 : Trave porta pannelli

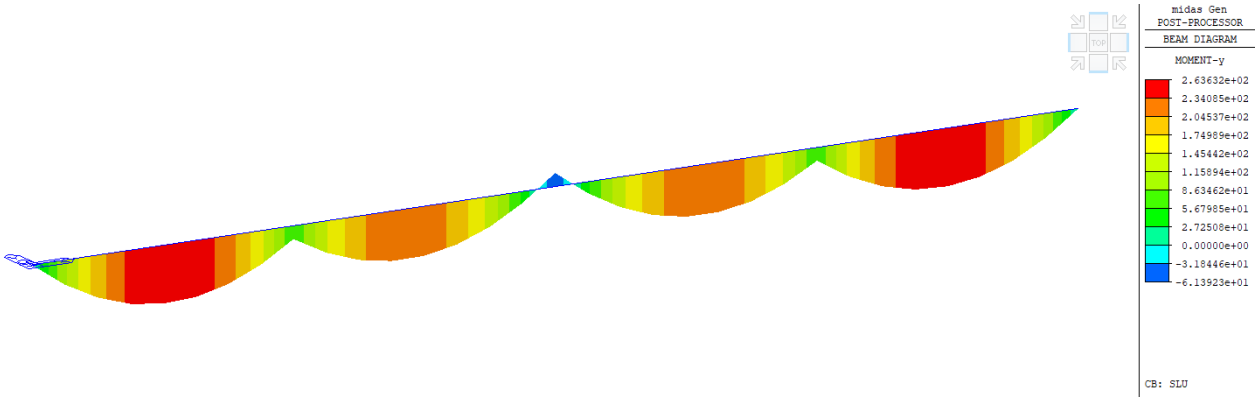


Fig. 3-2 : M SLU [kNm]

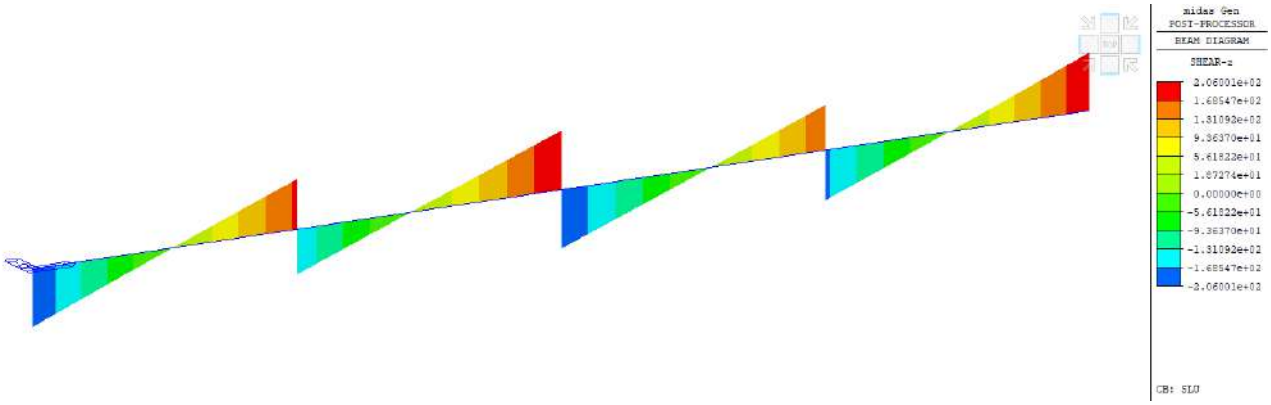
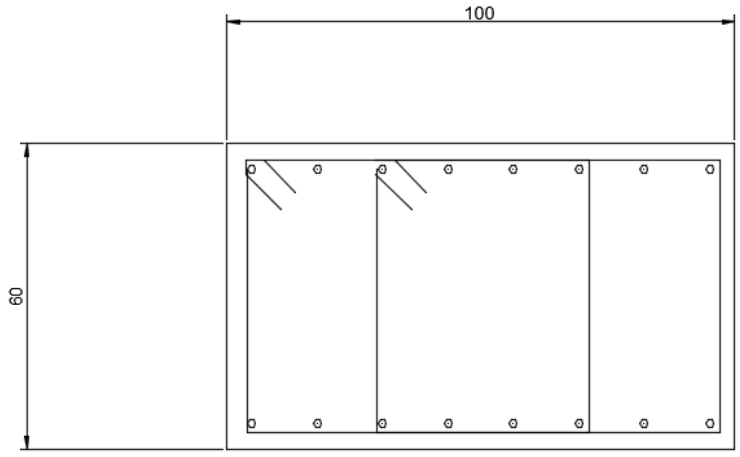


Fig. 3-3 : V SLU [kN]

Le armature sono riportate nel seguito. In corrispondenza dei plinti i ferri longitudinali sono collegati tramite boccole alle fondazioni, come mostrato sulle tavole di progetto.



8 + 8 Ø20 correnti SUP/INF
Staffe Ø10 / 20 a 4 braccia
Copriferro 3.0cm

Fig. 3-4 : Armature trave porta pannelli

Le verifiche sono riportate nel seguito.

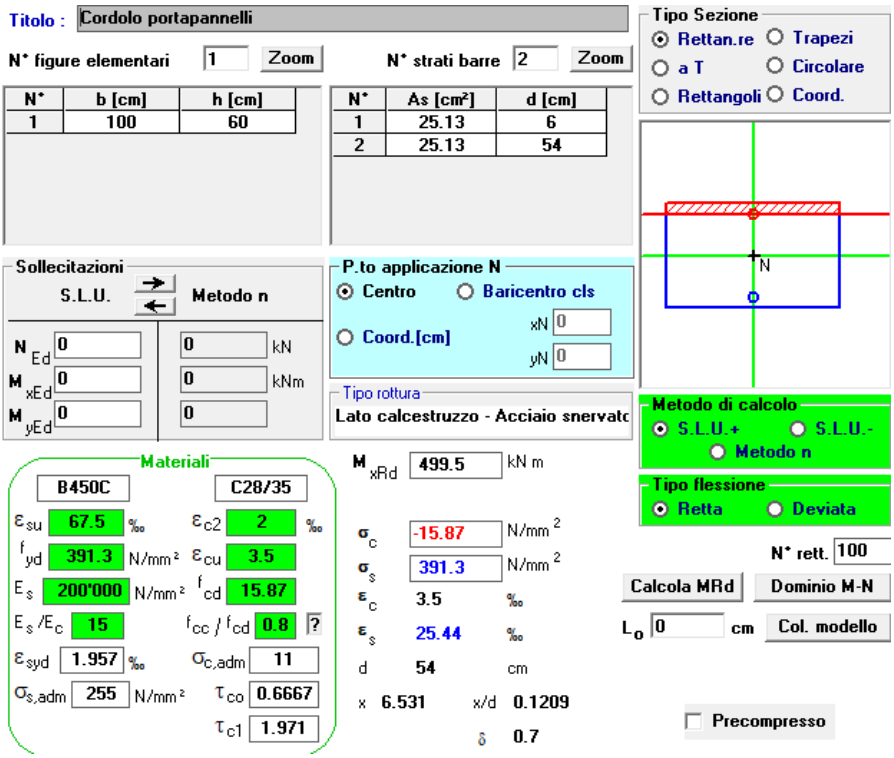


Fig. 3-5 : Verifica flessionale

Si ottiene Mrd = 499 kNm > Msd = 265 kNm

Calcestruzzo			
Rck	3.70	kN/cm^2	
fck	3.00	kN/cm^2	
αcc	0.85		riduzione per carichi di lunga durata
γc	1.50		coeff. Sicurezza materiale
fcd	1.70	kN/cm^2	resistenza di calcolo
ν1	0.50		
f 'cd	0.85	kN/cm^2	resistenza di calcolo per verifiche a taglio
Acciaio			
fyk	45.00	kN/cm^2	
γc	1.15		coeff. Sicurezza materiale
fyd	39.13	kN/cm^2	
Sezione			
H tot	60.0	cm	altezza totale
c	6.0	cm	copriferro
bw	100.0	cm	larghezza minima anima
d	54.0	cm	h utile
σ cp	0.00	kN/cm^2	sforzo assiale di compressione se presente
α cw	1.000		coeff per sezioni compresse
k	1.609		
As long	12.6	cm^2	
ρ1	0.002		
v min	0.391		
v rd	0.369		
V rd	211.2	kN	Taglio resistente senza armatura

Azioni							
Vsd SLU	**220.0**	**kN**					
NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO							
Armature trasversali							
α	90	°	inclinazione armatura [staffe = 90°]				
ϑ	35	°	inclinazione traliccio				
n ferri	4						
Ø	10	mm					
passo	20.0	cm	passo min	30.0	cm	OK	
Asw	3.14	cm^2					
Asw/m	15.71	cm^2/m	Asw/m min	15	cmq/m	OK	
VRds	426.6	kN					
VRdc	1940.9	kN					
VRd	**426.6**	**kN**	**VERIFICATO**				
al	34.7	cm	minimo prolungamento delle armature longitudinali				

Si ottiene Vrd = 426 kN > Vsd = 220 kNm

Le armature inserite soddisfano i limiti di normativa come sopra riportati, infatti:

As = 8 Ø 20 = 8 x 3.14 =25.1 cmq > 12.0 cmq = 0.002 x 100 x 60 = 0.2% Ac

3.2 TRAVE DI COLLEGAMENTO PLINTI

Si tratta delle travi sui lati lunghi dell'edificio DH. Il carico è costituito dalla sola trave prefabbricata di tipo "stem beam" con dimensioni (28x100)cm. Si ottengono le seguenti sollecitazioni:

p k = (0.28 x 1.0) x 25 = 7.0 kN/m

La luce massima è pari a 10m; le sollecitazioni slu sono riportate nel seguito

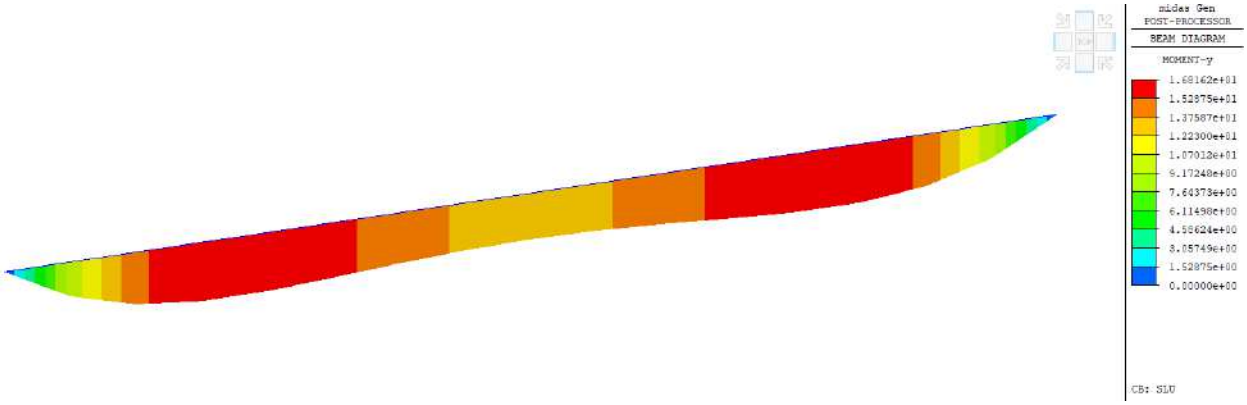


Fig. 3-6 : M SLU [kNm]

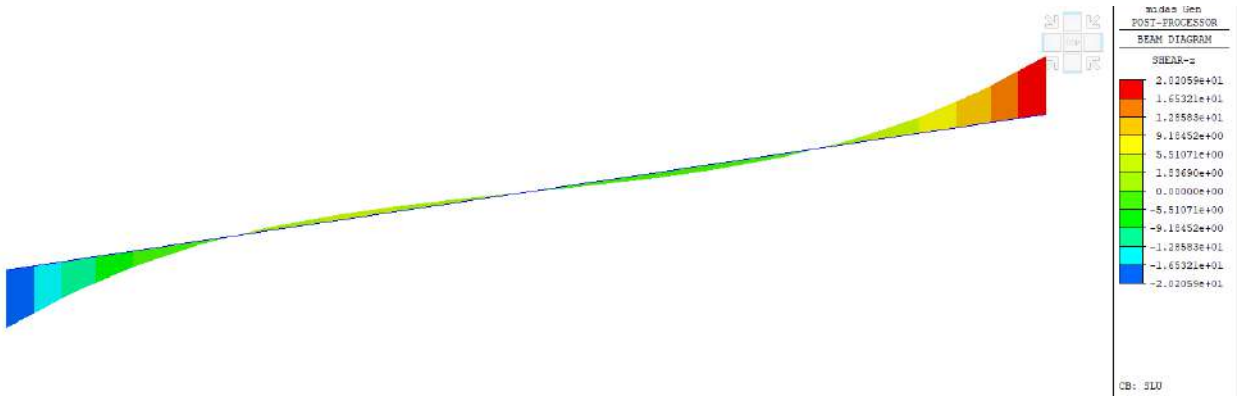


Fig. 3-7 : V SLU [kN]

Le armature sono riportate nel seguito. In corrispondenza dei plinti i ferri longitudinali sono collegati tramite boccole alle fondazioni, come mostrato sulle tavole di progetto.

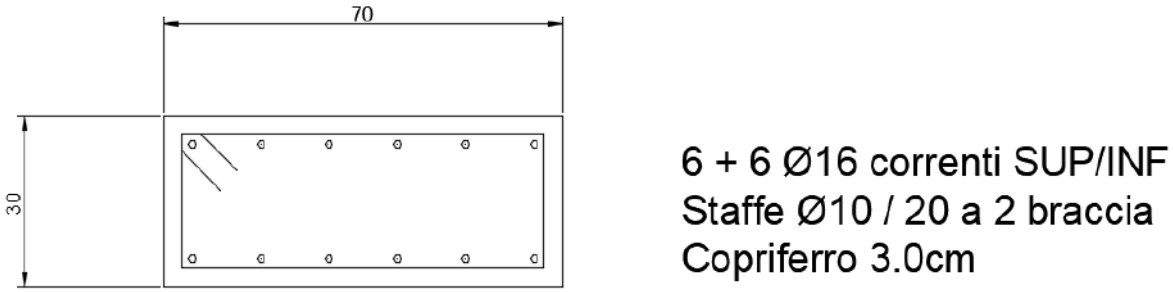


Fig. 3-8 : Armature trave collegamento plinti

Le verifiche sono riportate nel seguito.

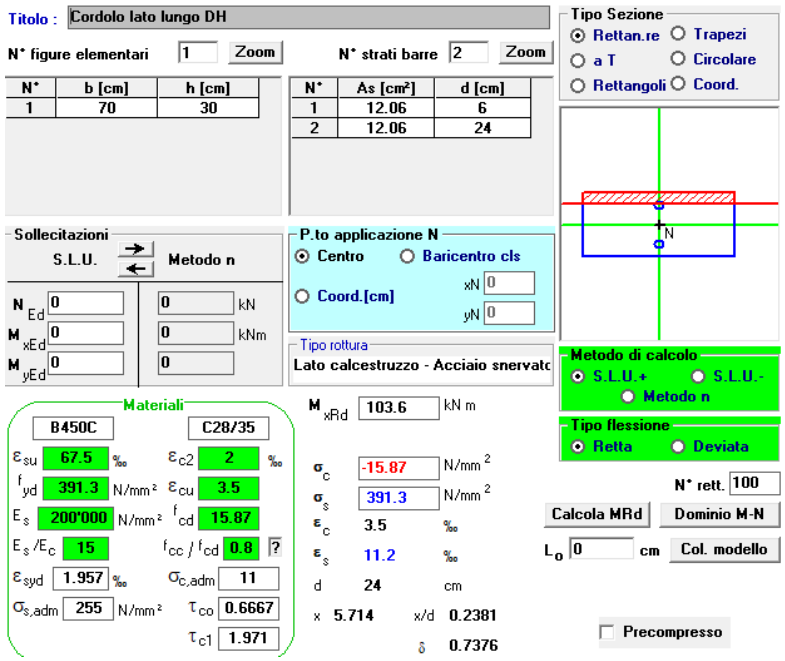


Fig. 3-9 : Verifica flessionale

Si ottiene Mrd = 103 kNm > Msd = 16 kNm

Calcestruzzo						
Rck	3.70	kN/cm^2				
fck	3.00	kN/cm^2				
αcc	0.85		riduzione per carichi di lunga durata			
γc	1.50		coeff. Sicurezza materiale			
fcd	1.70	kN/cm^2	resistenza di calcolo			
ν1	0.50					
f 'cd	0.85	kN/cm^2	resistenza di calcolo per verifiche a taglio			
Acciaio						
fyk	45.00	kN/cm^2				
γc	1.15		coeff. Sicurezza materiale			
fyd	39.13	kN/cm^2				
Sezione						
H tot	30.0	cm	altezza totale			
c	6.0	cm	copriferro			
bw	70.0	cm	larghezza minima anima			
d	24.0	cm	h utile			
σ cp	0.00	kN/cm^2	sforzo assiale di compressione se presente			
α cw	1.000		coeff per sezioni compresse			
k	1.913					
As long	8.0	cm^2				
ρ1	0.005					
v min	0.507					
v rd	0.558					
V rd	93.7	kN	Taglio resistente senza armatura			
Azioni						
Vsd SLU	**25.0**	**kN**				
ARMATURA NON NECESSARIA						

Si inserisce in ogni caso una armatura a taglio nominale

Le armature inserite soddisfano i limiti di normativa come sopra riportati, infatti:

As = 6 Ø 16 = 6 x 2.01 =12.0 cmq > 4.20 cmq = 0.002 x 70 x 30 = 0.2% Ac

NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A02-DATA HALL BUILDING

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	DP	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	DP	MEG

Sommario

1 PREMESSA 4
1.1 Oggetto del documento 4
2 MODELLO DI CALCOLO 5
2.1 Schematizzazioni statiche 5
2.2 CODICE DI CALCOLO FEM 6
2.3 Criteri di modellazione FEM 7
2.4 Condizioni di carico elementari 9
2.5 Condizioni di carico generate dall'analisi sismica 9
2.6 Casi di carico (combinazioni di tutte le condizioni di carico) 10
3 RISULTATI PRINCIPALI 13
3.1 Analisi sismica (analisi lineare dinamica) 13
4 VERIFICHE GENERALI 24
4.1 Verifica della deformabilità torsionale dell'edificio 24
4.2 Verifica degli effetti del second'ordine all'SLV 25
4.2.1 Verifica degli spostamenti SLV 25
4.2.2 Verifica degli spostamenti SLD 26
5 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI 27
5.1 Verifiche di sicurezza SLE e SLU/SLV 28
5.2 Verifiche di duttilità SLC 28
5.2.1 Verifiche di resistenza all'SLD 28
6 ESAME DEI RISULTATI E CONTROLLI 28
6.1 Valutazione della correttezza del modello 28

6.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 28

7 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI 29

7.1 Pilastri 29

7.2 Travi 37

7.2.1 Travi “TL” 37

7.2.2 Travi “TR” 46

7.2.3 Travi “R” 58

7.3 Copponi 69

7.4 Pannelli 72

7.5 Travi Porta-pannelli 76

1 PREMESSA

1.1 OGGETTO DEL DOCUMENTO

Il presente documento costituisce la Relazione di Calcolo Generale delle strutture prefabbricate in c.a.v./c.a.p. di un nuovo edificio denominato “DATA HALL” situato nel comune di Noviglio (MI).

- Fondazioni:
  - per i pilastri prefabbricati in c.a.v.: plinti di fondazione su pali in c.a. da eseguire in opera, provvisti di armatubo con sistema misto tipo “Peikko” e barre di armatura verticali fuoriuscenti dal piede dei pilastri ([1]) da infilare/inghisare ([2]) nella fondazione;

- Elementi strutturali verticali primari (portanti carichi verticali e sismo-resistenti):
  - pilastri prefabbricati in c.a.v. con sezioni 70x70cm e 50x70cm.

- Copertura:
  - orditura primaria: travi prefabbricate in c.a.p. con sezione a “L” (altezza=120 cm, anima=40 cm e altezza=130 cm, anima=40 cm) e con sezione a “T rovescia” (altezza=140 cm, anima=50 cm e altezza=160 cm e anima 50 cm) vincolate meccanicamente agli appoggi ([3]) mediante barre in acciaio ad aderenza migliorata B450C o filettate cl. 8.8 infilate/inghisate ([2]) in armatubo predisposti in sommità ai pilastri prefabbricati;

orditura secondaria: tegoli in c.a.p. tipo “TT” (altezza=95 cm) con getto integrativo collaborante sul perimetro dell’edificio, collegati alle travi mediante quest’ultimo; nella restante parte dell’impalcato i tegoli sono connessi puntualmente mediante inserti da saldare in cantiere.

- Elementi costruttivi non strutturali:
  - pannelli prefabbricati in c.a.v. di tamponamento, con sviluppo orizzontale appesi ai pilastri e di tipo verticale in appoggio diretto sulle strutture di fondazione e trattenuti dalle strutture prefabbricate portanti mediante opportuni inserti meccanici;
  - **(*)** portoni/serramenti;
  - **(*)** pacchetto impalcato/copertura;
  - **(*)** impianti e carichi appesi.

(*) = Elementi strutturali e non strutturali, la cui progettazione specifica non è cura del sottoscritto, che tuttavia sono stati tenuti in conto nella modellazione/progettazione dell’edificio.

[1] Collegamento di tipo “C” [D.M.17/01/2018, Par.7.4.5.2.1 e Tab.7.2.I].

[2] Inghisaggio mediante malta cementizia colabile/espansiva ad alte prestazioni.

[3] Collegamento di tipo “fisso” con γ_{Rd} = 1.2 [D.M.17/01/2018, Par.7.4.5.2.1 e Tab.7.2.I].

2 MODELLO DI CALCOLO

Al presente paragrafo, si illustrano le schematizzazioni statiche ed i modelli di calcolo e la modellazione FEM definiti per la progettazione strutturale del fabbricato analizzato.

2.1 SCHEMATIZZAZIONI STATICHE

Il calcolo strutturale dell'edificio in oggetto è stato impostato facendo riferimento ai seguenti schemi statici:

- strutture di fondazione: plinti di fondazione su pali che costituiscono vincolo di incastro per gli elementi verticali che vi si innestano;
- elementi strutturali verticali primari: mensole isostatiche incastrate al piede;
- elementi strutturali verticali secondari: bielle verticali;
- elementi strutturali orizzontali: travi isostatiche incernierate alle estremità;
- elementi costruttivi non strutturali: pesi/masse opportunamente posizionati;
- carichi di progetto: pesi/masse opportunamente posizionati.

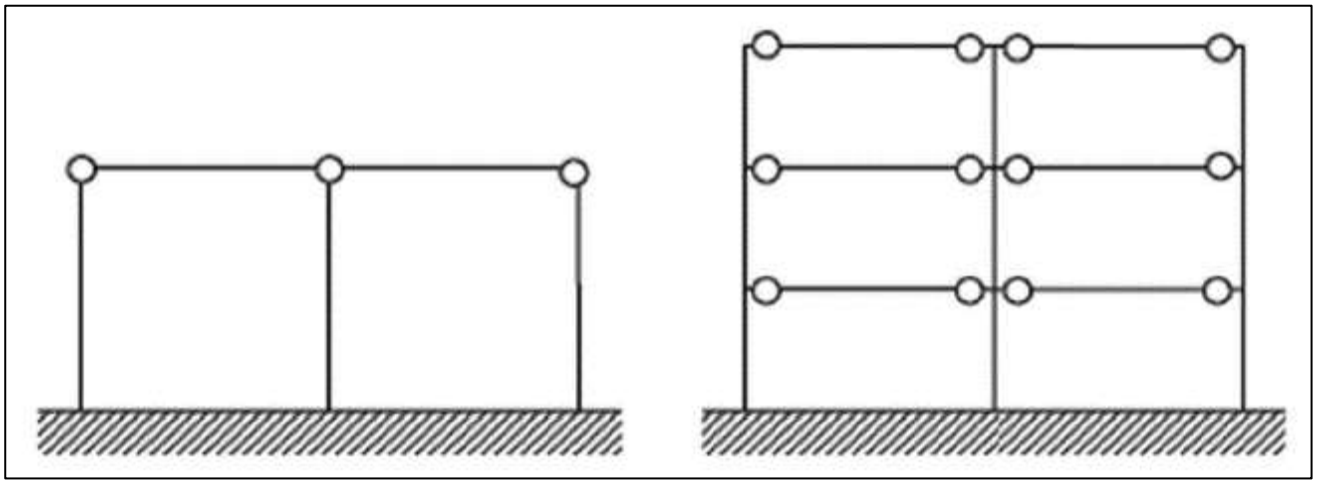


Figura 1 – Schema statico tipologico per "strutture prefabbricate con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati".

2.2 CODICE DI CALCOLO FEM

Per il calcolo delle sollecitazioni si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico e al seguente programma di calcolo agli elementi finiti:

DOLMEN WIN (R), versione 18 del 2018, prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Tale codice di calcolo è sviluppato in ambiente Windows e scritto utilizzando i linguaggi Fortran.

Permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi finiti modellabili sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica. Il software permette un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura in campo elastico lineare, ed è in grado di tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. È possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

L' affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un’ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

2.3 CRITERI DI MODELLAZIONE FEM

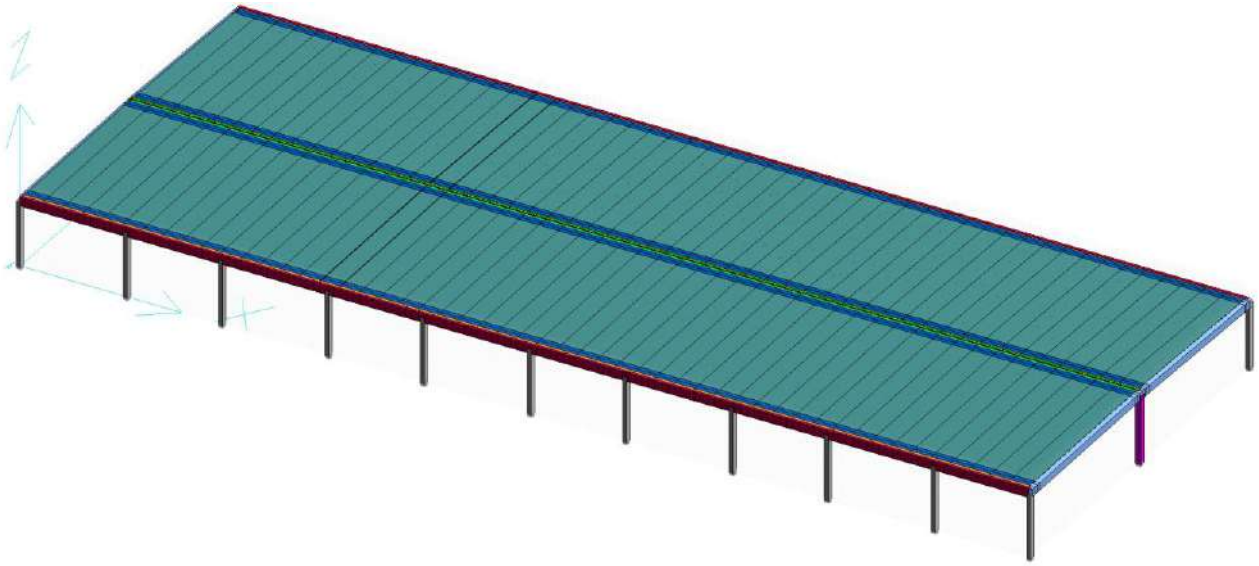


Figura 2. Modello FEM, in visualizzazione solid.

In accordo alle schematizzazioni statiche esposte al paragrafo 2.1, le strutture portanti del fabbricato in oggetto sono analizzate mediante un modello FEM tridimensionale, illustrato nella figura precedente, sviluppato facendo riferimento ai criteri generali elencati a seguire:

- I pilastri e le travi prefabbricati in c.a.v./c.a.p. sono stati modellati mediante elementi finiti mono-dimensionali;
- I tegoli prefabbricati in c.a.p. sono stati modellati singolarmente mediante elementi finiti monodimensionali; i carichi accidentali e permanenti sono stati applicati come carico di solaio con orditura monodirezionale ortogonale ai tegoli;
- Il getto integrativo posto in corrispondenza delle travi di bordo e delle travi di spina è stato modellato mediante elementi bi-dimensionali “a membrana” (rigidezza fuori-piano nulla);
- i vincoli assoluti e gli svincoli relativi sono stati definiti puntualmente:
  - pilastri prefabbricati in c.a.v.: incastri assoluti al piede (quota di collegamento tra i pilastri ed i plinti);
  - travi prefabbricate in c.a.p.: svincoli flessionali e torsionale alle estremità;
  - tegoli prefabbricati in c.a.p.: svincoli flessionali e torsionale alle estremità;
  - appoggi di tipo “mobile”: carrelli assoluti verticali;
- in conformità alle NTC2018 (D.M. 17/01/2018, Par.7.2.6), le rigidezze flessionali e taglianti degli elementi sismo-resistenti in c.a. sono state opportunamente ridotte (in funzione del grado di compressione), per tener conto della fessurazione in condizioni sismiche:

  - pilastri prefabbricati in c.a.v.: rigidezze ridotte al 75% sia all'SLV che all'SLD[4] ;
  - travi in c.a.p.: rigidezze mantenute al 100% (trattasi di elementi incernierati alle estremità, che non collaborano a costituire un telaio sismo-resistente con trasferimento dei momenti flettenti ai nodi);
- lo zero sismico è stato posto alla quota di incastro dei pilastri nei plinti;
- i carichi di impalcato sono stati introdotti come carichi di solaio monodirezionale con orditura tale da tradursi in carico al metro lineare lungo gli elementi di orditura primaria;
- gli elementi non strutturali non sono stati modellati, bensì sono stati introdotti come pesi/masse opportunamente posizionati;
- l'azione del vento è stata simulata come azione statica orizzontale;
- l'azione sismica è stata simulata eseguendo analisi dinamiche lineari conformi alle attuali NTC2018 per ciascuno degli spettri di progetto.

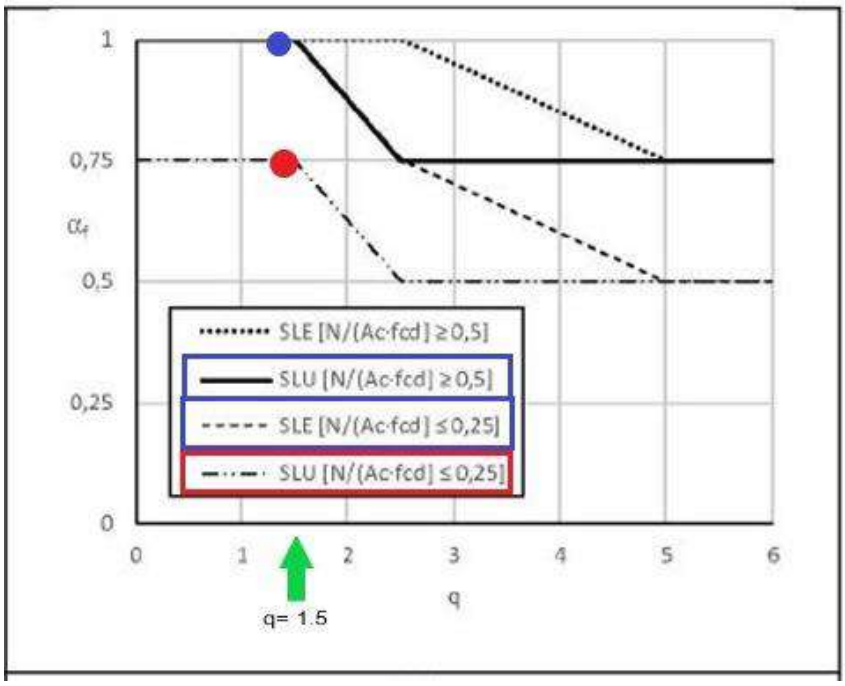


Figura 3.Quantificazione dei coefficienti di riduzione delle rigidezze elastiche per gli elementi sismo-resistenti in c.a. (Circ.Min. 21/01/2019 n°7, Fig.C7.2.5).

[4] Come illustrato in Figura 3, le rigidezze elastiche SLE potrebbero essere ridotte in minor misura rispetto che agli SLU; tuttavia, considerare agli SLE le medesime rigidezze elastiche considerate agli SLU risulta conservativo poiché penalizza le verifiche SLE in termini di spostamenti.

2.4 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

A seguire, si elencano le condizioni di carico elementari definite per le analisi FEM.

- 001) Peso_Proprio [Peso proprio]
- 002) Getto_Integrativo [Peso proprio]
- 003) Permanente [Permanente]
- 004) Variabile [Permanente]
- 005) Dilatazioni_termiche [Variazioni Termiche]
- 006) Vento+X [Vento X]
- 007) Vento-X [Vento X]
- 008) Vento+Y [Vento Y]
- 009) Vento-Y [Vento Y]
- 010) Tampo_solo_massa [Altro ...]
- 011) Neve [Neve (<1000m slm)]

2.5 CONDIZIONI DI CARICO GENERATE DALL'ANALISI SISMICA

A seguire, si elencano le condizioni di carico generate dall'analisi sismica, che vanno ad aggiungersi alle condizioni di carico elementari elencate al paragrafo precedente.

Si specifica che, tra tutti i modi di vibrare calcolati dall'analisi sismica, si sono considerati solo gli autovettori significativi in virtù delle prescrizioni di cui a D.M. 17/01/2018 Par.7.3.3.1:

- modi di vibrare con massa partecipante superiore al 5%;
- numero di modi di vibrare tale per cui la massa partecipante complessiva sia superiore all'85%.

- 012) Autovett_001_(X) [Modo proprio X]
- 013) Autovett_001_(Y) [Modo proprio Y]
- 014) Autovett_002_(X) [Modo proprio X]
- 015) Autovett_002_(Y) [Modo proprio Y]
- 016) Autovett_003_(X) [Modo proprio X]
- 017) Autovett_003_(Y) [Modo proprio Y]
- 018) Autovett_004_(X) [Modo proprio X]
- 019) Autovett_004_(Y) [Modo proprio Y]
- 020) Autovett_005_(X) [Modo proprio X]
- 021) Autovett_005_(Y) [Modo proprio Y]
- 022) Autovett_006_(X) [Modo proprio X]
- 023) Autovett_006_(Y) [Modo proprio Y]
- 024) Sisma_X [Sisma X SLU (st lin)]
- 025) Sisma_Y [Sisma Y SLU (st lin)]
- 026) Torcente_add._X [Torcente addiz X SLU]
- 027) Torcente_add._Y [Torcente addiz Y SLU]

2.6 CASI DI CARICO (COMBINAZIONI DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO)

A seguire, si elencano i casi di carico, ossia le combinazioni di tutte le condizioni di carico di cui è necessario tenere in considerazione in accordo con le normative vigenti.

Tabella 1.Descrizione dei casi di carico (combinazioni delle condizioni di carico elementari e sismiche).

n° CASO	n° sestetti	Descrizione	Tipo di combinazione	Descrizione per esteso
1	2	*SLU A1_1*	**SLU, combinazione fondamentale**	Carichi caratteristici amplificati mediante i coefficienti parziali per le azioni "**A1**" [D.M. 17/01/2018, Tab.2.6.I]. Azione orizzontale principale: **DILATAZIONI TERMICHE**
2	2	*SLU A1_2*		
3	2	*SLU A1_3*		
4	2	*SLU A1_4*		
5	2	*SLU A1_5*		Carichi caratteristici amplificati mediante i coefficienti parziali per le azioni "**A1**" [D.M. 17/01/2018, Tab.2.6.I]. Azione orizzontale principale: **VENTO**
6	2	*SLU A1_6*		
7	2	*SLU A1_7*		
8	2	*SLU A1_8*		
9	2	*SLE rara_1*	**SLE, combinazione rara**	Carichi caratteristici non amplificati. Azione orizzontale principale: **DILATAZIONI TERMICHE**
10	2	*SLE rara_2*		
11	2	*SLE rara_3*		
12	2	*SLE rara_4*		
13	2	*SLE rara_5*		Carichi caratteristici non amplificati. Azione orizzontale principale: **VENTO**
14	2	*SLE rara_6*		
15	2	*SLE rara_7*		
16	2	*SLE rara_8*		
17	1	*SISMA SLV X*	**Effetti azione sismica SLV**	Combinazione CQC degli autovettori calcolati con lo spettro di progetto SLV
18	1	*SISMA SLV Y*		
19	16	*SLV con sisma in X principale*	**SLV Combinazioni sismiche SLV**	Effetti azione sismica SLV, amplificati se necessario mediante **1/(1-θ)** [D.M. 17/01/2018, Par.7.3.1], quindi combinati con i concomitanti carichi verticali da combinazione sismica
20	16	*SLV con sisma in Y principale*		
21	16	*SLD con sisma in X principale*	**SLD Combinazioni sismiche SLD**	Effetti azione sismica SLD (derivati riducendo gli effetti SLV per un opportuno fattore di scala, calcolato come rapporto tra gli spettri di progetto SLD e SLV) combinati con i concomitanti carichi verticali da combinazione sismica
22	16	*SLD con sisma in Y principale*		
23	16	*SLV PER FONDAZIONI con sisma in X principale*	**SLV * γ_{RD}=1.1 Combinazioni sismiche SLV per le fondazioni**	Effetti azione sismica SLV, amplificati se necessario mediante **1/(1-θ)** [D.M. 17/01/2018, Par.7.3.1], ulteriormente amplificati mediante γ_{Rd} **= 1.1** [D.M. 17/01/2018, Par.7.2.5], quindi combinati con i concomitanti carichi verticali da combinazione sismica
24	**16**	*SLV PER FONDAZIONI con sisma in Y principale*		

Nel seguito, si riportano i casi di carico implementati nel software di calcolo FEM in coerenza a quanto descritto qualitativamente nella tabella precedente:

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE				CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU STR A1_T V+x	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				5	Vento_+X	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
2	SLU STR A1_T V-x	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				6	Vento_-X	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
3	SLU STR A1_T V+y	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				7	Vento_+Y	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
4	SLU STR A1_T V-y	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
				8	Vento_-Y	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
5	SLU STR A1_V+x T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				5	Vento_+X	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
6	SLU STR A1_V-x T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				6	Vento_-X	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
7	SLU STR A1_V+y T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				7	Vento_+Y	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
8	SLU STR A1_V-y T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				8	Vento_-Y	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
9	SLE rara_T V+x	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				5	Vento_+X	.600	+		
				10	Neve	.500	+		
				9	Tamponamenti	1.000	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-		
10	SLE rara_T V-x	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-		
				6	Vento_-X	.600	+		
				10	Neve	.500	+		
				9	Tamponamenti	1.000	+		
11	SLE rara_T V+y	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				7	Vento_+Y	.600	+		
				10	Neve	.500	+		
				9	Tamponamenti	1.000	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-		
12	SLE rara_T V-y	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		

				8	Vento_-Y	.600	+			
				10	Neve	.500	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-			
13	SLE rara_V+x T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+			
				2	Getto_integrativo	1.000	+			
				3	Permanenti	1.000	+			
				5	Vento_+X	1.000	+			
				10	Neve	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-			
14	SLE rara_V-x T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+			
				2	Getto_integrativo	1.000	+			
				3	Permanenti	1.000	+			
				6	Vento_-X	1.000	+			
				10	Neve	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-			
15	SLE rara_V+y T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+			
				2	Getto_integrativo	1.000	+			
				3	Permanenti	1.000	+			
				7	Vento_+Y	1.000	+			
				10	Neve	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-			
16	SLE rara_V-y T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+			
				2	Getto_integrativo	1.000	+			
				3	Permanenti	1.000	+			
				8	Vento_-Y	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
				10	Neve	1.000	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-			
17	SISMAX SLU	NONUT	somma	12	Sisma_X	1.000	+/-			
				14	Torcente_add._X	1.000	+/-			
18	SISMAY SLU	NONUT	somma	13	Sisma_Y	1.000	+/-			
				15	Torcente_add._Y	1.000	+/-			
19	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	17	1.214	
				2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.343	
				3	Permanenti	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
20	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	18	1.145	
				2	Getto_integrativo	1.000	+	17	.364	
				3	Permanenti	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
21	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	17	.438	
				2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.116	
				3	Permanenti	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
22	SLD con SISMAY PRINC	SLD	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	17	.131	
				2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.387	
				3	Permanenti	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
23	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	17	1.335	
				2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.377	
				3	Permanenti	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
24	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	18	1.259	
				2	Getto_integrativo	1.000	+	17	.400	
				3	Permanenti	1.000	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			

3 RISULTATI PRINCIPALI

Nei paragrafi successivi si espongono i risultati ottenuti tramite la modellazione ad elementi finiti condotta per l'edificio preso in esame.

3.1 ANALISI SISMICA (ANALISI LINEARE DINAMICA)

A seguire, si riportano i risultati più significativi dell'analisi sismica (analisi lineare dinamica), condotta considerando le masse sismiche di cui alla combinazione di carico, illustrata nella precedente trattazione.

```
ANALISI DINAMICA                                  lavoro :\COMDH3

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
Assi di vibrazione:   X   Y
Combinazione quadratica completa (CQC)


DATI PROGETTO

Edificio  sito in località  NOVIGLIO ( long. 9.069   lat. 45.357500 )

Categoria del suolo di fondazione  = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500

Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000

S   =  1.500

Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni

Coefficiente d'uso CU           = 1.5

Periodo di riferimento VR       = 75.0

PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %

Tempo di ritorno                = 711

Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0


Valori risultanti per :
ag  0.531  [g/10]
Fo  2.676
TC* 0.291


Fattore di comportamento q         = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.387


CONDIZIONI DI RIFERIMENTO   COEFFICIENTE       PESO RISULTANTE
                                                      [kN]
                1.                 1.000            39687.957
                2.                 1.000                0.000
```

3.	1.000	17902.246
9.	1.000	7372.613
11.	1.000	2769.712

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA %X	%Y	%Z
1	1.958445	99.991	0.000	0.000
2	1.646832	0.000	85.523	0.000
3	1.639911	0.000	14.450	0.000
	MASSA TOTALE	99.991	99.973	0.000

Nelle immagini a seguire sono riportate le deformate corrispondenti ai modi di vibrare principali.

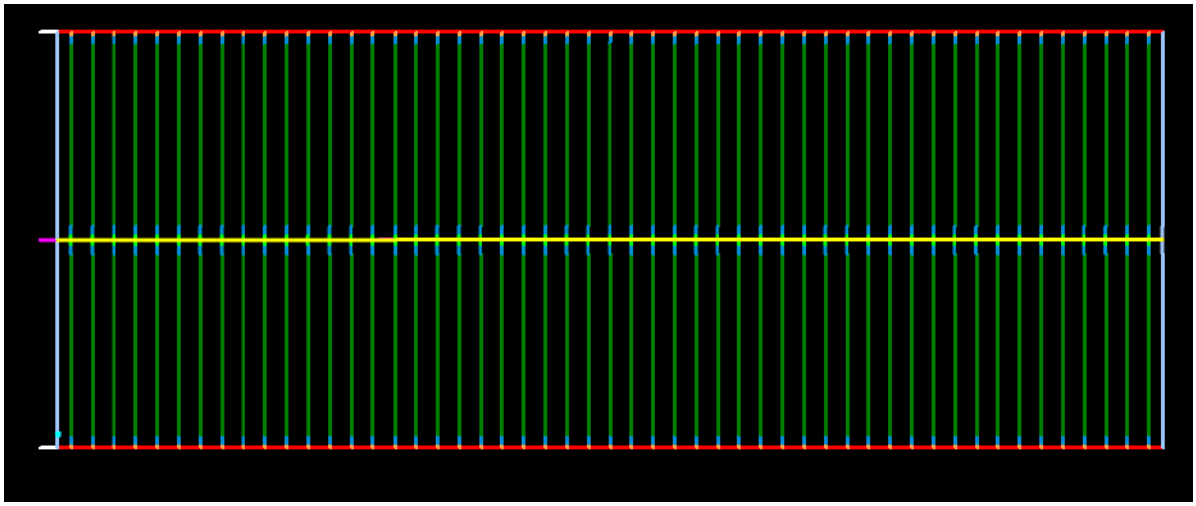


Figura 4 – Deformata relativa al primo modo di vibrare (Vista dall'alto) – T=1.958445 s.

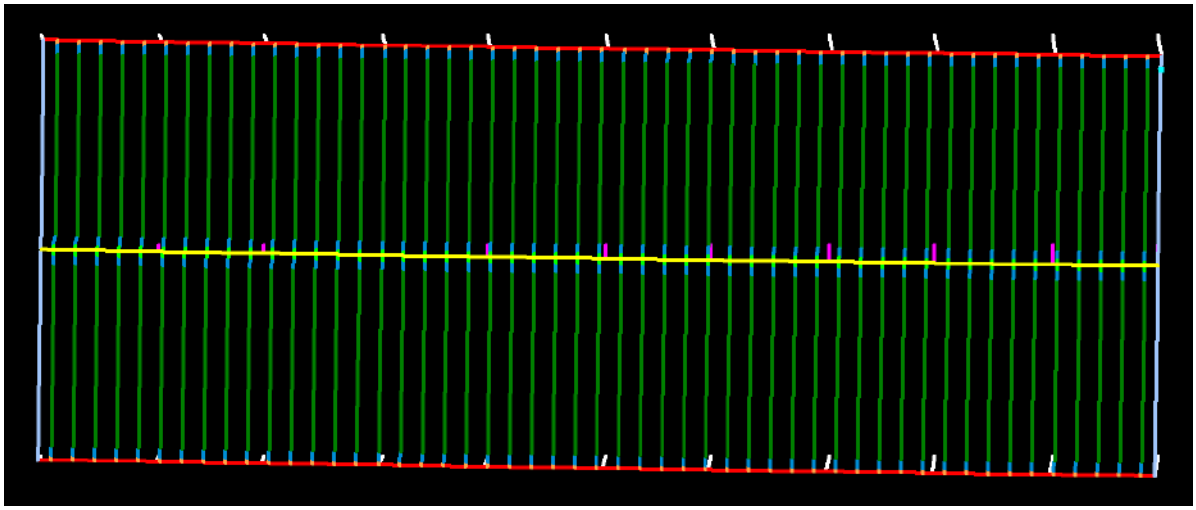


Figura 5 – Deformata relativa al secondo modo di vibrare(vista dall'alto) – T=1.646832 s.

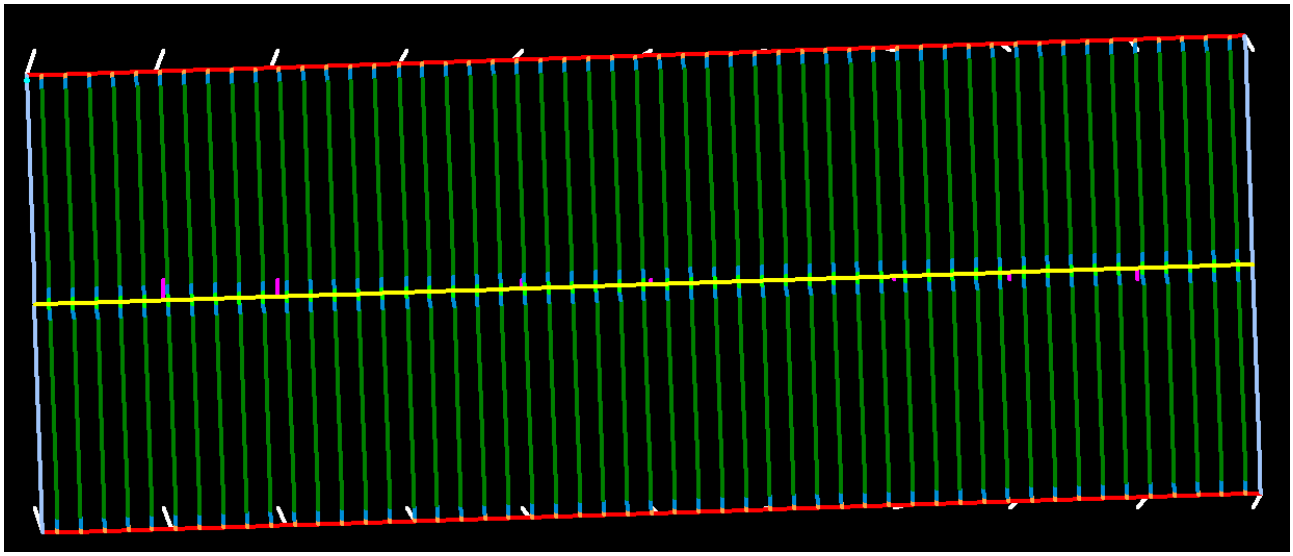
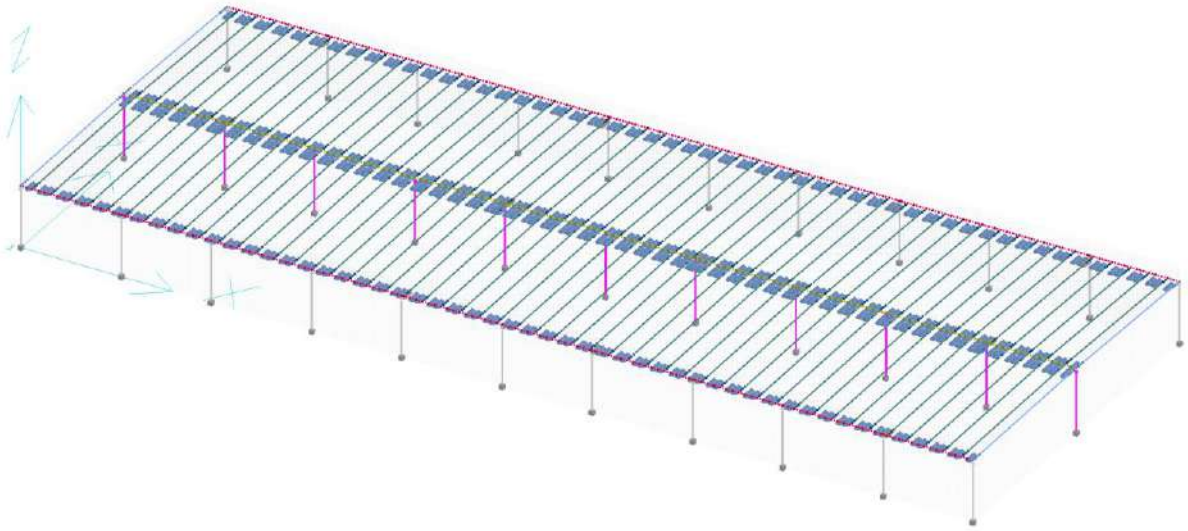


Figura 6 – Deformata realtiva al terzo modo di vibrare (vista dall'alto) – T=1.639911 s.

Nelle immagini a seguire sono riportate le sollecitazioni ottenute dalla modello di calcolo implementato.



Modello FEM: complessivo (modalità di visualizzazione "wireframe").

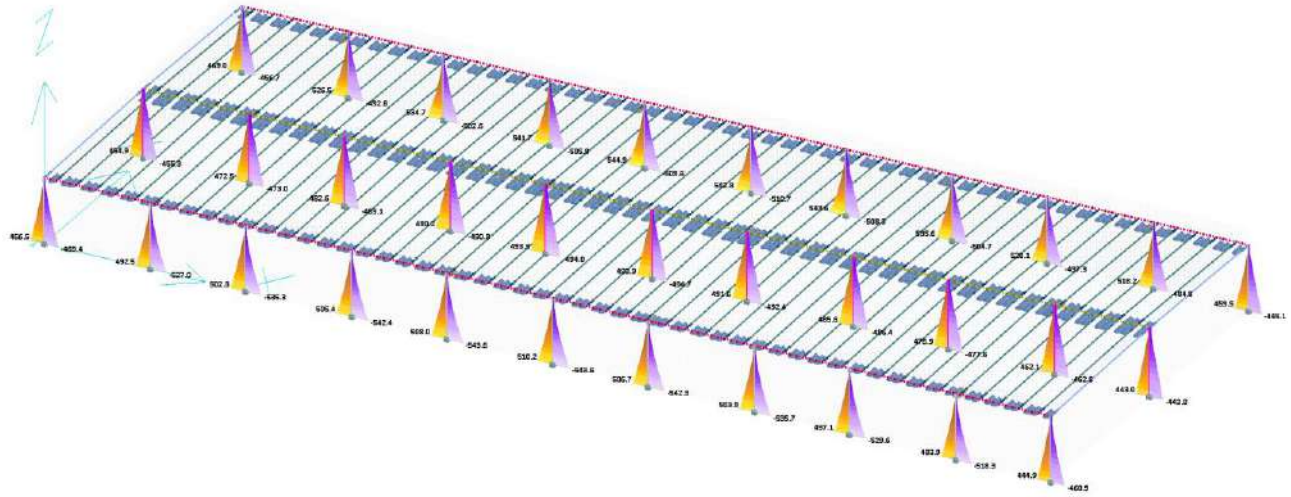


Figura 7 – Momenti Mxx SLU.

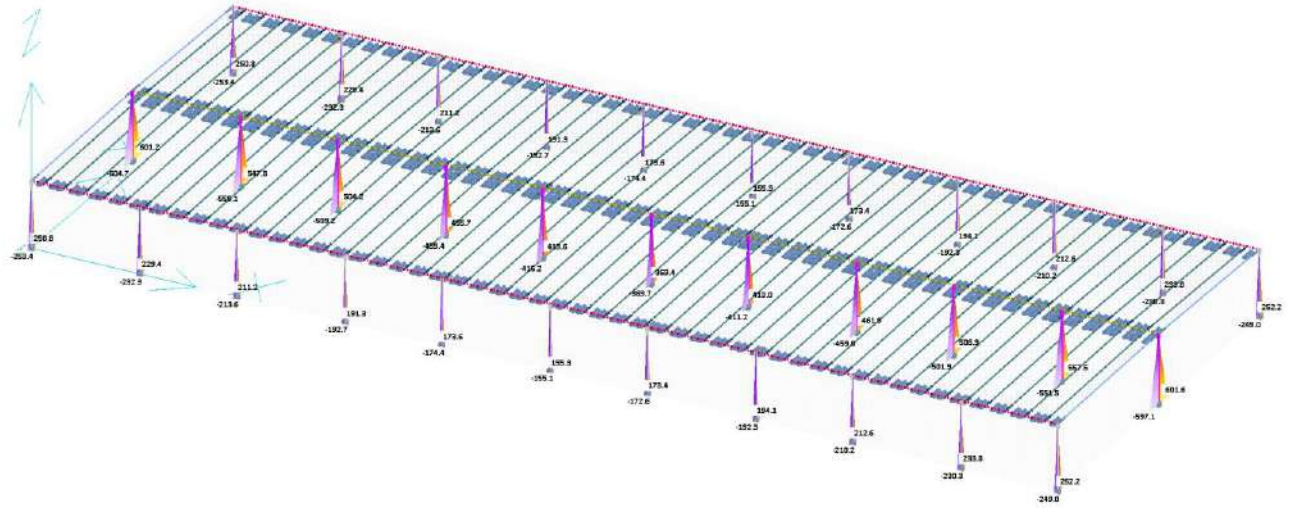


Figura 8 – Momenti Myy SLU.

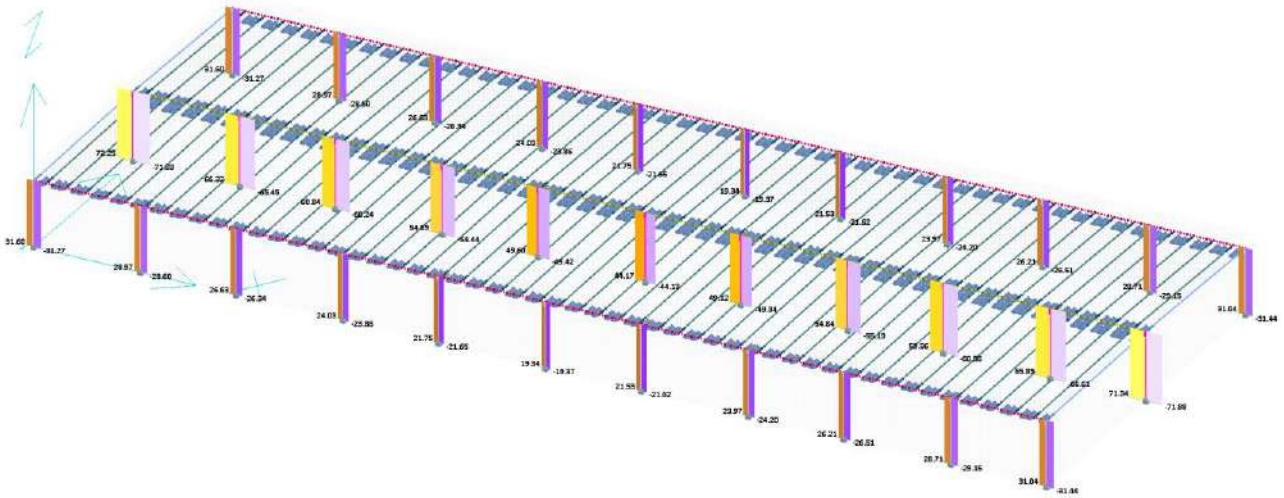


Figura 9 – Taglio Tx SLU.

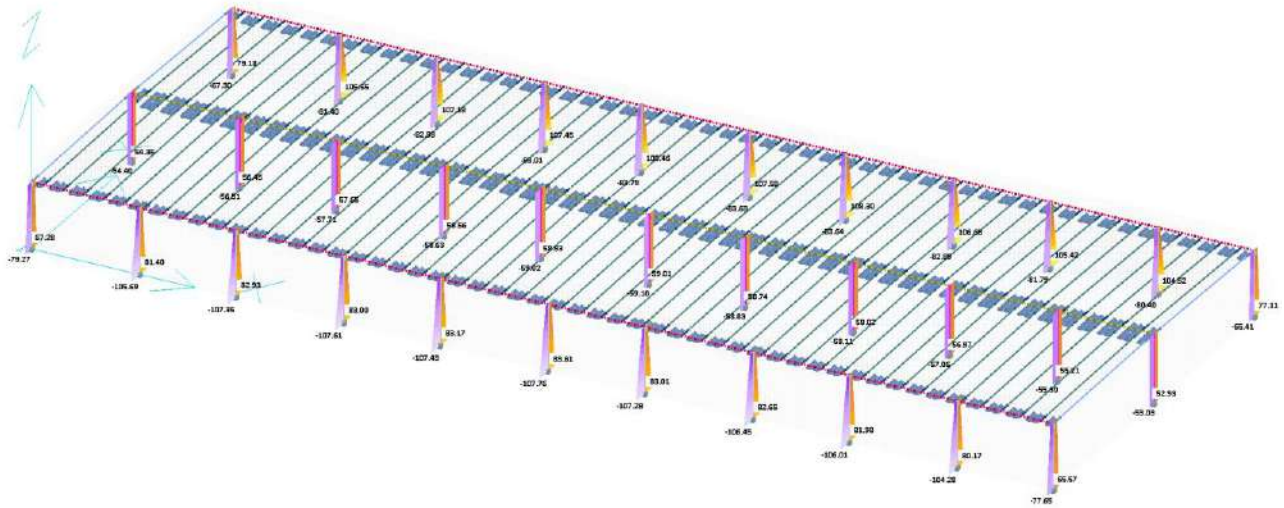


Figura 10 – Taglio Ty SLU.

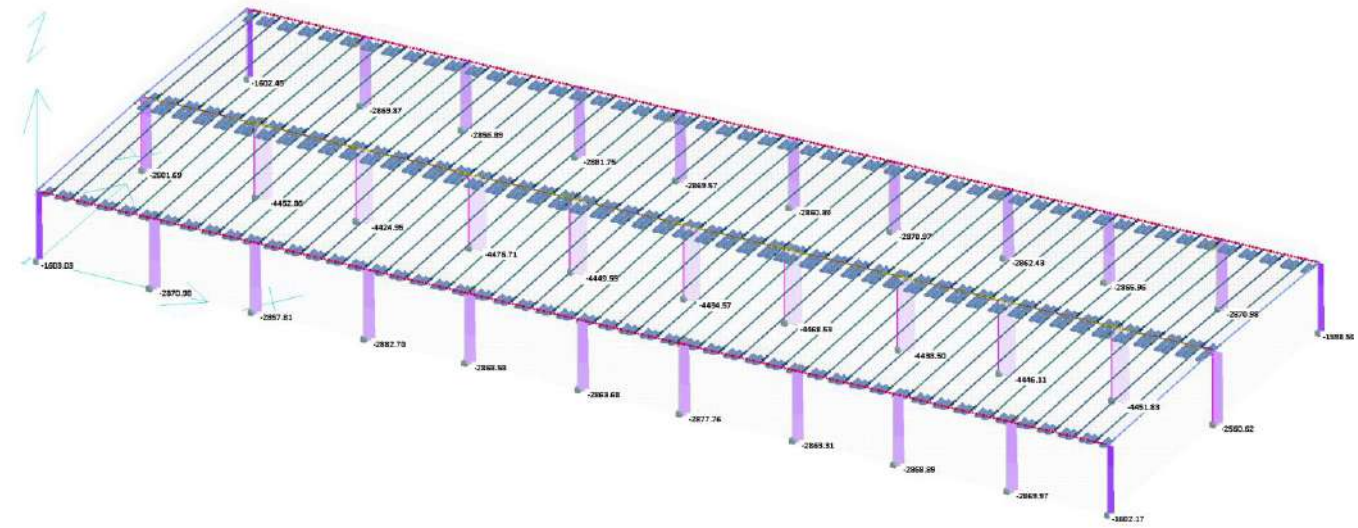


Figura 11 – Azione assiale N SLU.

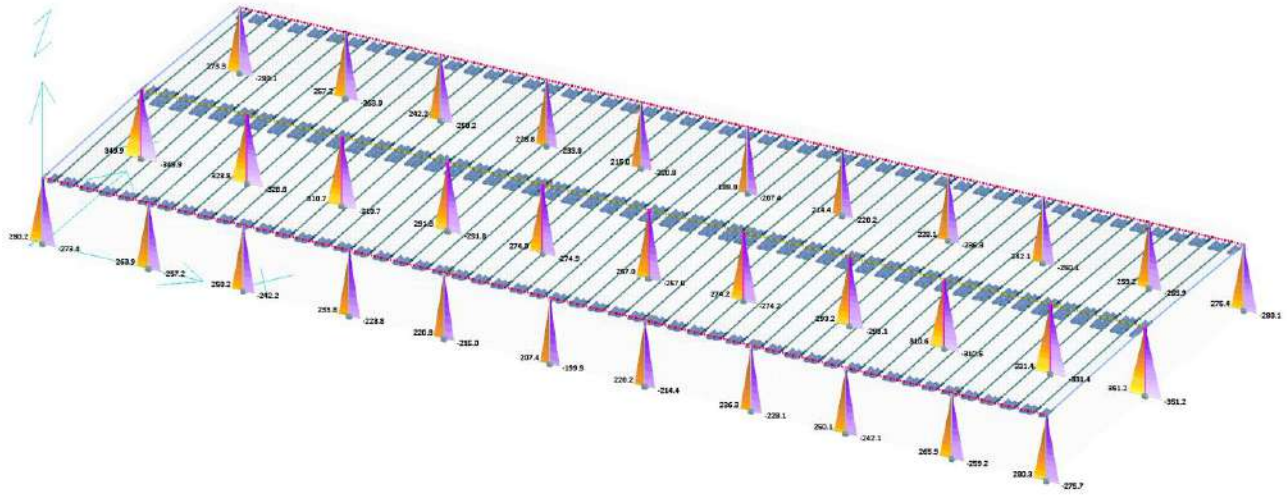


Figura 12 – Momenti Mxx SLV con SISMA X principale.

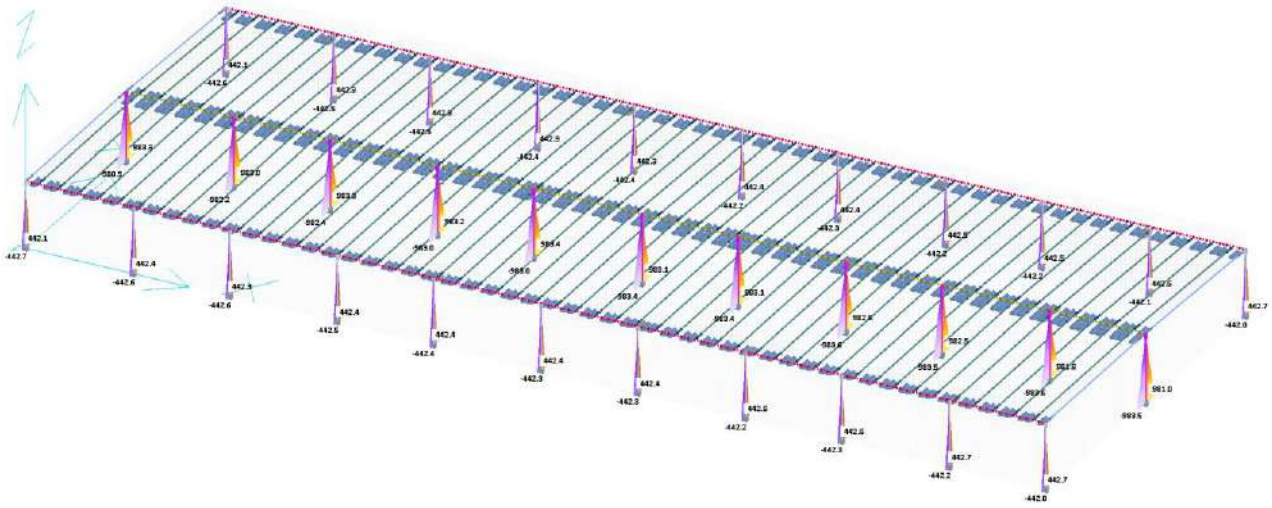


Figura 13 – Momenti Myy SLV con SISMA X principale.

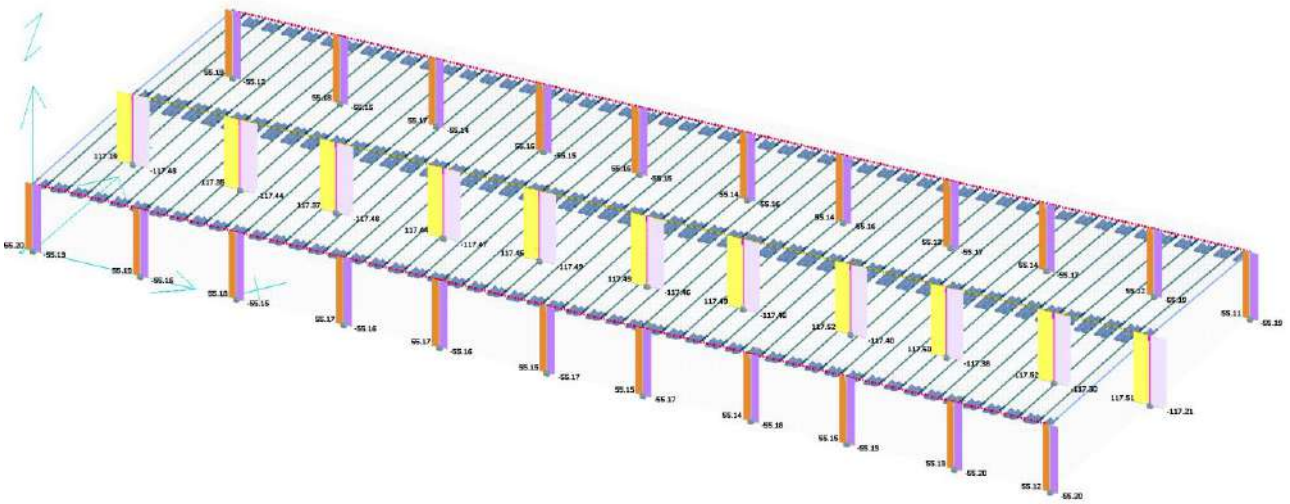


Figura 14 – Taglio Tx SLV con SISMA X principale.

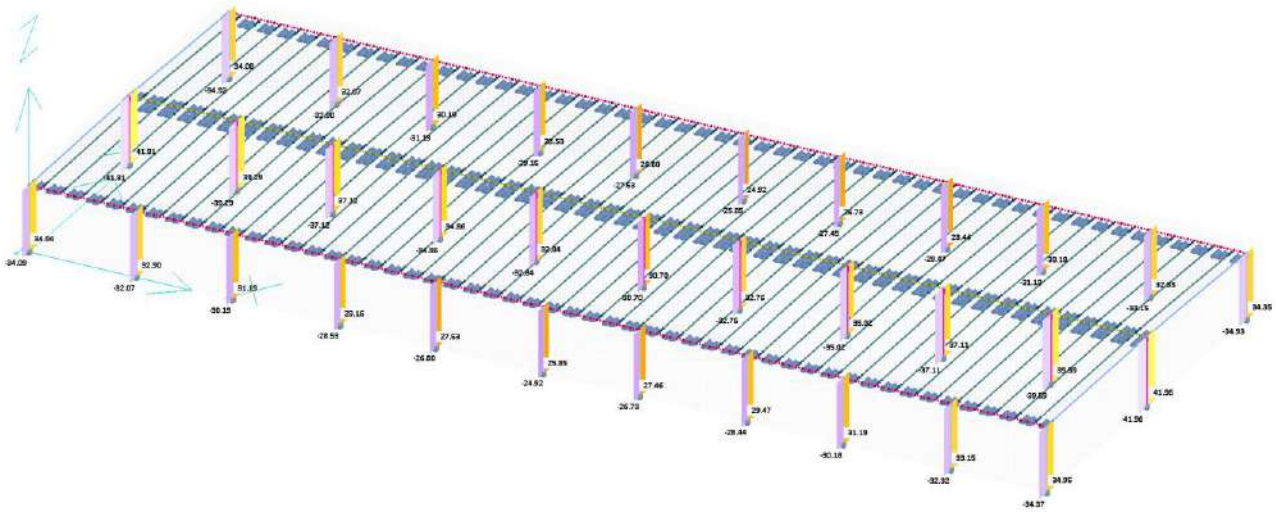


Figura 15 – Taglio Ty SLV con SISMA X principale.

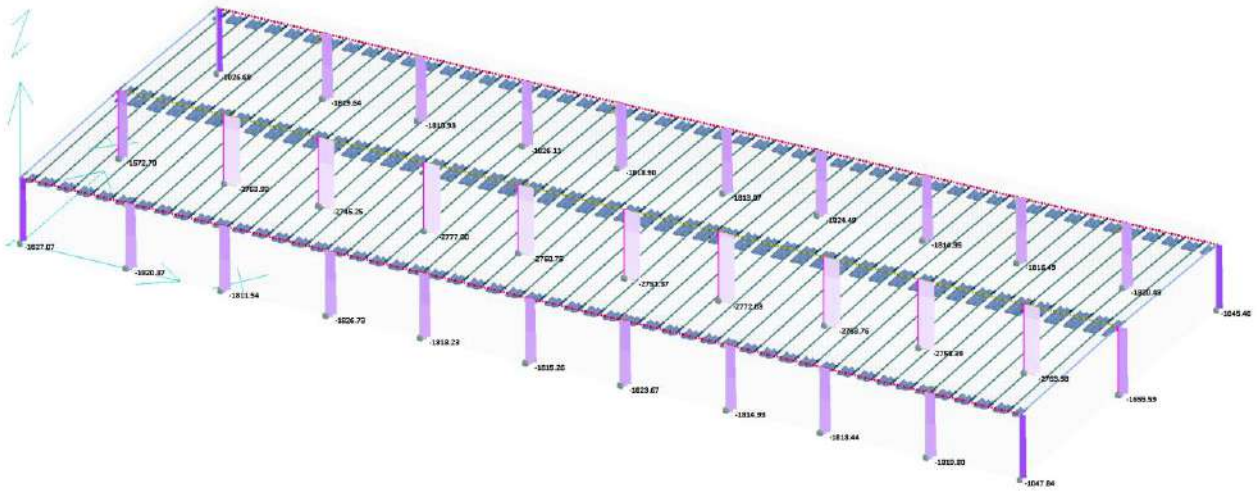


Figura 16 – Azione assiale N SLV con SISMA X principale.

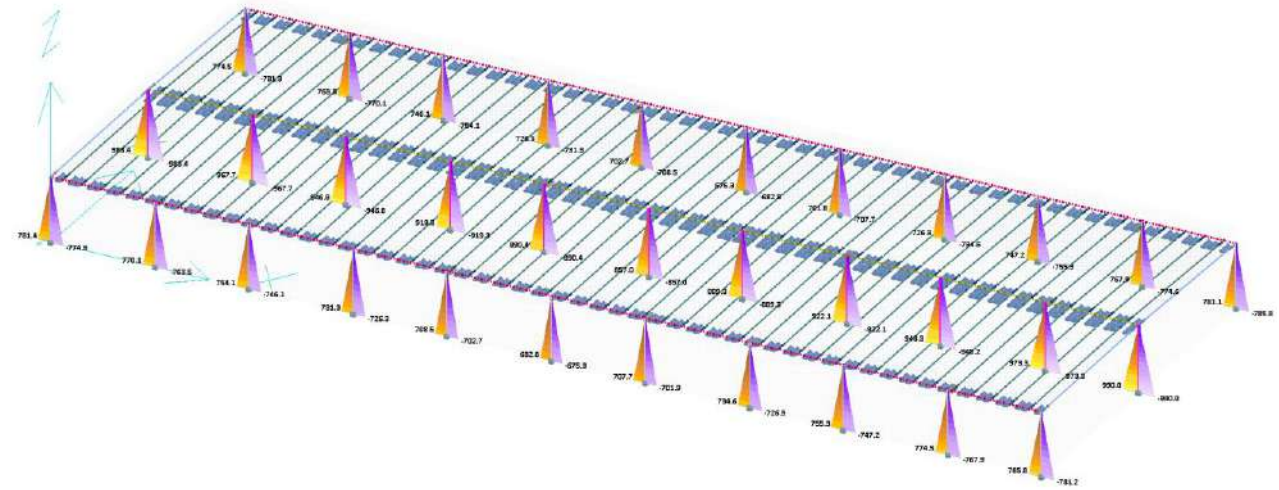


Figura 17 – Momenti Mxx SLV con SISMA Y principale.

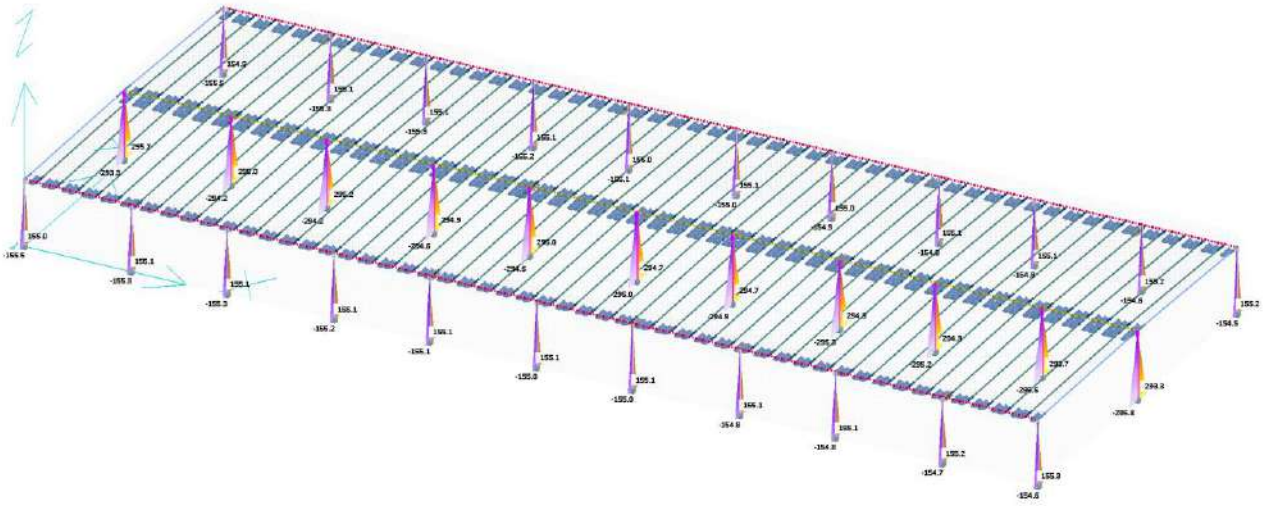


Figura 18 – Momenti Myy SLV con SISMA Y principale.

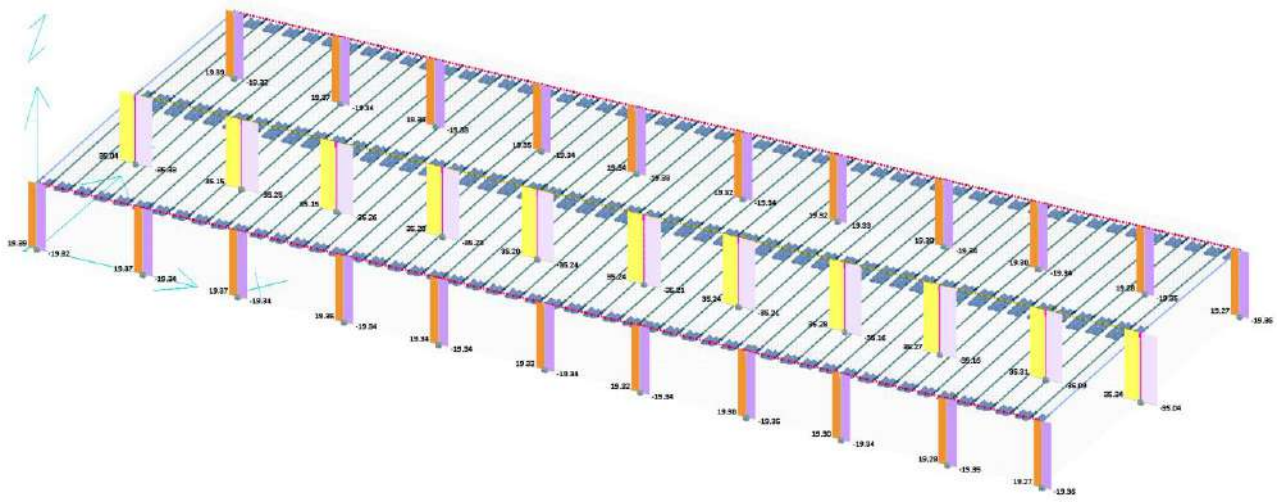


Figura 19 – Taglio Tx SLV con SISMA Y principale.

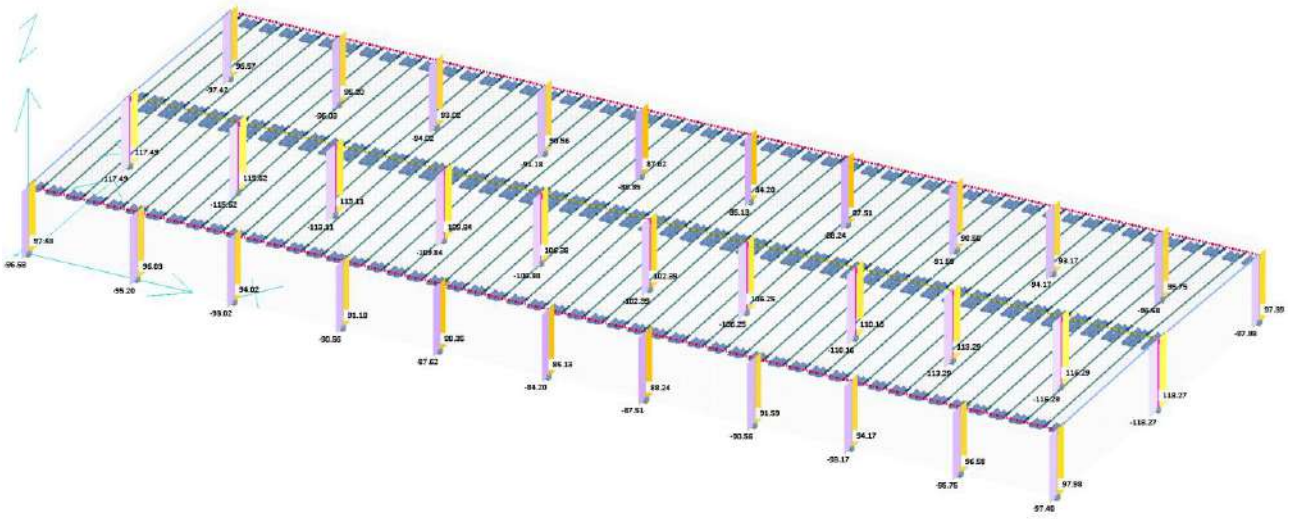


Figura 20 – Taglio Ty SLV con SISMA Y principale.

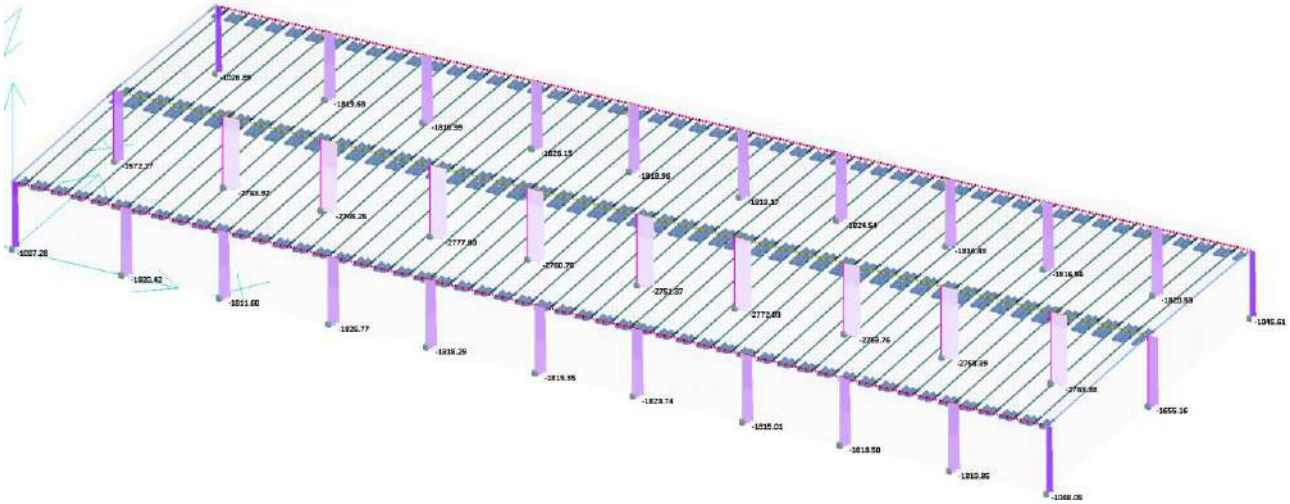


Figura 21 – Azione assiale N SLV con SISMA Y principale.

Le azioni alla base dei pilastri sono sempre pari o inferiori a quelle considerate nella relazione geotecnica per la verifica dei pali e dei cedimenti. Si conferma quindi la correttezza delle relative verifiche.

4 VERIFICHE GENERALI

4.1 VERIFICA DELLA DEFORMABILITÀ TORSIONALE DELL'EDIFICIO

A seguire, si riporta la verifica della rigidezza torsionale dell'edificio in accordo ai criteri di cui a D.M. 14/01/2008 Par.7.4.3.1.

Quota del piano	8.370	[m]
Rigidezza KX (/1000)	68.512	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	95.084	[kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)	144.5719	[kNm]
Xk (centro rigidezze)	61.874	[m]
Yk (centro rigidezze)	23.100	[m]
Xg (baricentro)	61.953	[m]
Yg (baricentro)	23.096	[m]
dimensione X	123.00	[m]
dimensione Y	46.20	[m]
raggio rigidezza (rx)	38.99	[m]
raggio rigidezza (ry)	45.94	[m]
raggio giratorio (ls)	37.93	[m]
MIN(rx , ry) / ls	1.0281	ok (> 1)

Dai risultati ottenuti si deduce che l'edificio in oggetto NON risulta deformabile torsionalmente secondo la definizione di cui a D.M. 14/01/2008, Par.7.4.3.1, pertanto, la definizione del fattore di comportamento limite (ved. Paragrafo 4.2.1) può ritenersi corretta.

4.2 VERIFICA DEGLI EFFETTI DEL SECOND'ORDINE ALL'SLV

Verifica condotta dal software di calcolo in accordo a D.G.R. 11/07/2014, n°2129, *Eq.7.3.2*

```
Quota del piano       |    8.370 |[m]
Rigidezza KX (/1000)  |   68.512 |[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)  |   95.084 |[kN/m]

Rigidezza Ktors (/1e6)| 144.5719 |[kNm]

2° ordine (theta X)   |    17.63 |[%] > 10% !!!!
2° ordine (theta Y)   |    12.70 |[%] > 10% !!!!
```

Dai risultati ottenuti, si deduce che per l'edificio in oggetto gli effetti del second'ordine sono significativi sia in direzione Y sia in direzione X, pertanto, gli effetti dell'azione sismica SLV devono essere amplificate in entrambe le direzioni mediante i seguenti fattori:

$$\frac{1}{1-\theta_x} = 1.214$$
$$\frac{1}{1-\theta_y} = 1.145$$

4.2.1 Verifica degli spostamenti SLV

A seguire, si riportano gli spostamenti della struttura in condizioni sismiche SLV:

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)

Fattore Mud = 1.500

Quota [m]	DX max [m]	nodo	DY max [m]	nodo
8.0200	0.04853512	5797	0.06829745	10028

4.2.2 Verifica degli spostamenti SLD

Lo spostamento limite per lo stato limite in oggetto è stato assunto pari a 0.25% delle altezze d'interpiano strutturale.

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI ESERCIZIO (NTC 7.3.6.1)

spostamento limite interpiano = 0.25% dell'altezza

CASO n. 21 - SLD con SISMAX PRINC:

Zinf [m]	Zsup [m]	h [m]	spost.max [m]	%h	nodo	sest.	ver.
0.0000	8.0200	8.0200	0.01448143	0.181	5762	6	SI

CASO n. 22 - SLD con SISMAY PRINC:

Zinf [m]	Zsup [m]	h [m]	spost.max [m]	%h	nodo	sest.	ver.
0.0000	8.0200	8.0200	0.01645678	0.205	5762	6	SI

4.2.3 Verifica degli spostamenti all'SLE con vento predominante

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi in esercizio dovuti all'azione del vento

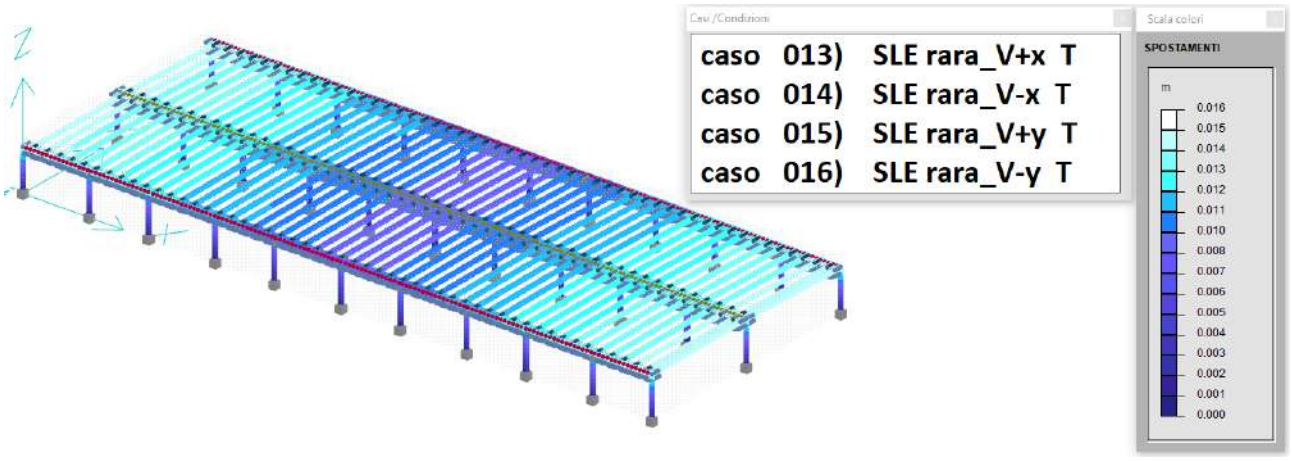


Figura 22 - Spostamenti massimi X in esercizio

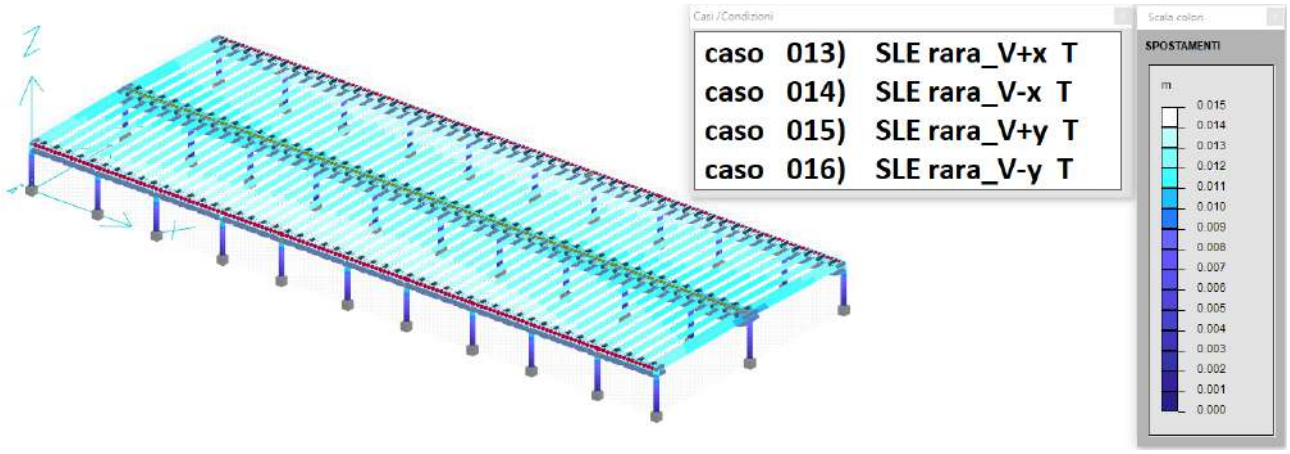


Figura 23 - Spostamenti massimi in Y in esercizio

Gli spostamenti massimi assoluti dovuti all'azione del vento in esercizio sono pari a 16mm. Lo spostamento massimo accettato dal Committente è pari allo 0.25% (1/400) dell'altezza dell'edificio.

$$\delta = \frac{\max(\Delta x_{max}; \Delta y_{max})}{h} = \frac{0.016m}{8.02m} = 0.20\% < 0.25\%$$

4.2.4 Verifica dei giunti strutturali

I giunti strutturali sono realizzati tra I seguenti edifici:

- Data Hall 1 e Data Hall 2: ampiezza 10cm
- Data Hall 2 e Support Building: ampiezza 10cm

Di seguito si verificano gli spostamenti:

$\Delta x_{DH1} + \Delta x_{DH2} = 4.85cm + 4.85cm = 9.70cm < 10cm$
$\Delta x_{DH2} + \Delta y_{SB} = 4.85cm + 3.45cm = 8.30cm < 10cm$

5 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI

5.1 VERIFICHE DI SICUREZZA SLE E SLU/SLV

Le verifiche di sicurezza SLE e SLU/SLV dei singoli elementi strutturali sono riportate nella presente relazione al §7.1.

5.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ SLC

Le verifiche di duttilità SLC dei singoli elementi strutturali verticali sismo-resistenti sono riportate nella presente relazione al §7.1.

5.2.1 Verifiche di resistenza all'SLD

Poiché l'edificio in oggetto è in Classe d'Uso III, sarebbe obbligatorio condurre le verifiche di resistenza degli elementi strutturali sismo-resistenti anche all'SLD (Par.7.3.6).; nello specifico, è prescritto di condurre tali verifiche facendo uso dello spettro di risposta elastico SLD ridotto mediante un fattore di comportamento "q" appartenente al range 1.00÷1.50.

Tale verifica di sicurezza, nel caso in oggetto, è automaticamente soddisfatta; pertanto, per evitare ridondanze, si è ritenuto ragionevole non condurla in esplicito.

Si consideri infatti che il rapporto tra gli spettri elastici SLV e SLD è, per il caso in oggetto e i periodi propri d'interesse (T_1=1.958 s), pari a circa 2.70; ne consegue che le sollecitazioni all'SLV con q=1.50 sono evidentemente più gravose di quelle all'SLD con q = 1.00:

$$\frac{EFFETTI\ DI\ PROGETTO\ SLV}{EFFETTI\ DI\ PROGETTO\ SLD} = \left[\frac{2.70\ x\ SLD}{q = 1.50}\right]_{SLV} \div \left[\frac{SLD}{q = 1.00}\right]_{SLD} = 1.80 \gg 1$$

6 ESAME DEI RISULTATI E CONTROLLI

6.1 VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modello di calcolo definito è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

6.2 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo, nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente, porta a confermare la validità dei risultati ottenuti.

7 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

7.1 PILASTRI

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SCP 50x70 Joint R6
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A2 - Sezione di base

GEOMETRIA : Larghezza sezione : b_X = 50 cm; Altezza sezione : b_Y = 70 cm

ARM. LONGITUDINALE :

Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 20	± 30	Si

Ferri al centro:

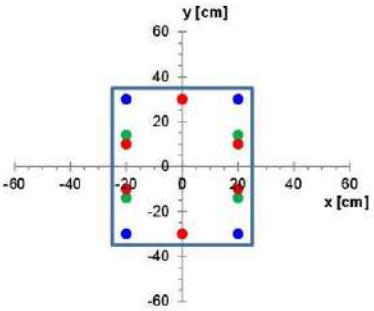
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	22	7.60	± 0	± 30	Si
4	22	15.21	± 20	± 10	Si

Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 20	± 14	No
4	0	0.00	± 0	± 0	No

Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM30	5.61	± 20	± 30
2	22	7.60	± 0	± 30
4	22	15.21	± 20	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**1.87%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	3	8	16
(nel resto del pilastro)	4	3	8	24

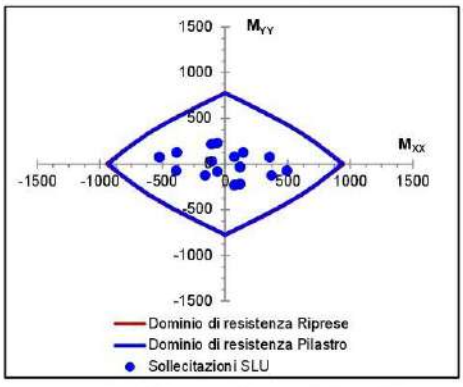
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

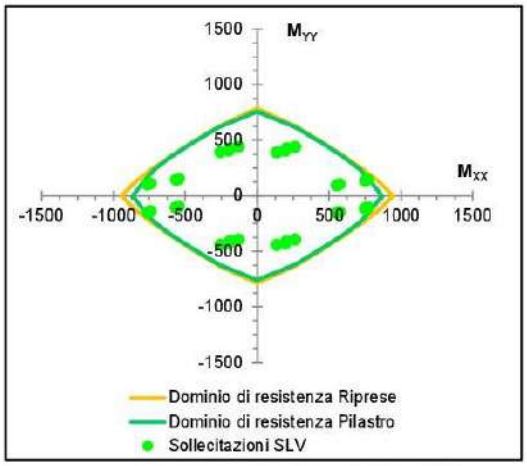
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **1.574** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	2699.9	118.6	-32.0
1 - 2	2699.4	-108.7	217.4
2 - 1	2699.9	118.6	-219.3
2 - 2	2699.4	-108.7	30.1
3 - 1	2700.5	-159.9	-124.7
3 - 2	2700.0	-387.2	124.7
4 - 1	2699.8	370.0	-125.0
4 - 2	2699.3	142.7	124.4
5 - 1	2870.0	73.6	79.7
5 - 2	2869.7	-62.8	229.4
6 - 1	2870.0	73.6	-232.3
6 - 2	2869.7	-62.8	-82.7
7 - 1	2871.0	-390.6	-74.7
7 - 2	2870.7	-527.0	74.9
8 - 1	2869.9	492.5	-75.3
8 - 2	2869.6	356.2	74.4

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV **0.174** OK

Fattore di sicurezza minimo * **1.007** OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	1820.2	-198.0	406.8
19 - 2	1820.2	-257.1	394.0
19 - 3	1820.2	196.2	404.8
19 - 4	1820.2	137.2	392.0
19 - 5	1820.3	-130.4	442.4
19 - 6	1820.3	-189.5	429.6
19 - 7	1820.4	263.9	440.3
19 - 8	1820.4	204.8	427.5
19 - 9	1820.2	-198.2	-427.7
19 - 10	1820.2	-257.2	-440.5
19 - 11	1820.2	196.1	-429.8
19 - 12	1820.2	137.0	-442.6
19 - 13	1820.3	-130.5	-392.2
19 - 14	1820.3	-189.6	-405.0
19 - 15	1820.4	263.7	-394.2
19 - 16	1820.4	204.6	-407.0
20 - 1	1820.1	-566.2	144.5
20 - 2	1820.2	-546.0	155.1
20 - 3	1820.1	-566.3	-105.8
20 - 4	1820.2	-546.0	-95.1
20 - 5	1820.2	-763.5	101.7
20 - 6	1820.2	-743.2	112.4
20 - 7	1820.2	-763.5	-148.5
20 - 8	1820.2	-743.2	-137.9
20 - 9	1820.3	749.9	137.6
20 - 10	1820.4	770.1	148.3
20 - 11	1820.3	749.8	-112.6
20 - 12	1820.4	770.1	-101.9
20 - 13	1820.4	552.6	94.9
20 - 14	1820.4	572.9	105.5
20 - 15	1820.4	552.6	-155.3
20 - 16	1820.4	572.8	-144.7

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO	Inclinazione staffe		α	90°				
RESISTENZA A TAGLIO	Inclinazione puntoni		θ	45°	cot (θ)	1.00	OK	
	Coeff. Maggiorativo		α_C	1.17				
	Fattore di comportamento		q	1.50				
	Altezze utili	d_X	45	cm	d_Y	65	cm	
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	9.42	cmq/m	
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	6.28	cmq/m	
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rcd,X}$	133 kN		$V_{Rcd,Y}$	144 kN		
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	1885 kN		$V_{Rcd,Y}$	1945 kN		
		$V_{Rd,X}$	**133 kN**		$V_{Rd,Y}$	**144 kN**		
TAGLIO SOLLECITANTE								
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	29 kN	OK	V_{Ed,Y_SLU}	106 kN	OK	
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	55 kN	OK	V_{Ed,Y_SLV}	96 kN	OK	

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SCP 50x70 Joint R7/R8/R9
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A33 - Sezione di base

GEOMETRIA :

Larghezza sezione : b_X = 50 cm
Altezza sezione : b_Y = 70 cm

ARM. LONGITUDINALE :

- Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	32	32.17	± 20	± 30	Si

- Ferri al centro:

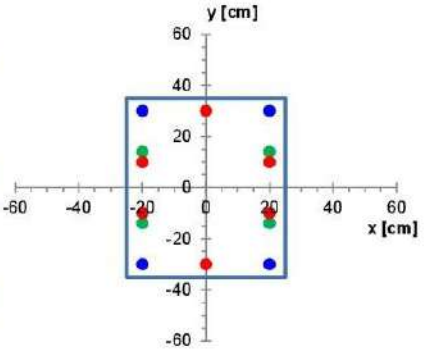
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	26	10.62	± 0	± 30	Si
4	26	21.24	± 20	± 10	Si

- Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 20	± 14	No
4	0	0.00	± 0	± 0	No

- Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM39	9.76	± 20	± 30
2	26	10.62	± 0	± 30
4	26	21.24	± 20	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**2.44%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	3	8	16
(nel resto del pilastro)	4	3	8	24

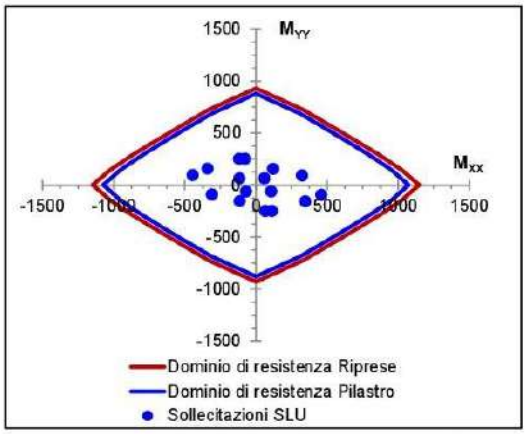
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

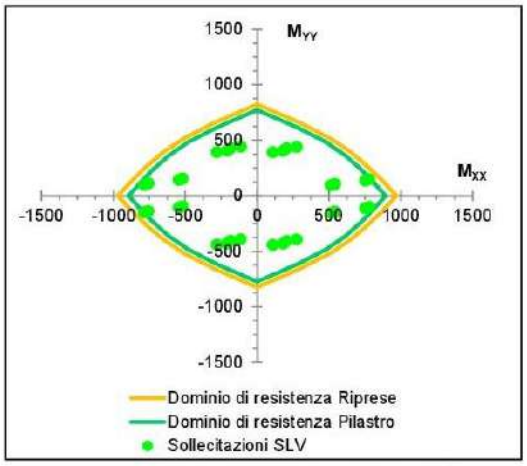
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **1.979** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	1517.4	-119.3	251.7
1 - 2	1516.9	106.9	-61.4
2 - 1	1517.4	-115.3	64.2
2 - 2	1516.9	110.9	-249.0
3 - 1	1517.5	-340.7	158.4
3 - 2	1517.1	-114.4	-154.8
4 - 1	1517.4	120.6	155.8
4 - 2	1517.0	346.8	-157.4
5 - 1	1598.2	-76.1	252.2
5 - 2	1598.0	59.6	64.3
6 - 1	1598.2	-69.5	-60.3
6 - 2	1597.9	66.2	-248.2
7 - 1	1598.5	-445.1	96.7
7 - 2	1598.2	-309.4	-91.2
8 - 1	1598.3	323.7	92.3
8 - 2	1598.1	459.5	-95.5

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV **0.093** OK

Fattore di sicurezza minimo * **1.004** OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	1045.2	-185.4	429.9
19 - 2	1045.2	-113.6	442.7
19 - 3	1045.0	203.6	428.0
19 - 4	1045.0	275.4	440.8
19 - 5	1045.4	-280.0	394.2
19 - 6	1045.4	-208.2	407.0
19 - 7	1045.2	109.0	392.4
19 - 8	1045.2	180.8	405.1
19 - 9	1045.2	-185.5	-404.5
19 - 10	1045.2	-113.7	-391.7
19 - 11	1045.0	203.5	-406.3
19 - 12	1045.0	275.4	-393.5
19 - 13	1045.4	-280.1	-440.1
19 - 14	1045.4	-208.3	-427.3
19 - 15	1045.2	108.9	-442.0
19 - 16	1045.2	180.7	-429.2
20 - 1	1045.6	-757.4	112.5
20 - 2	1045.6	-785.7	101.9
20 - 3	1045.6	-757.4	-137.6
20 - 4	1045.6	-785.8	-148.3
20 - 5	1045.5	-517.6	155.2
20 - 6	1045.5	-545.9	144.5
20 - 7	1045.5	-517.6	-94.9
20 - 8	1045.5	-545.9	-105.6
20 - 9	1044.8	541.3	106.3
20 - 10	1044.9	512.9	95.6
20 - 11	1044.8	541.3	-143.9
20 - 12	1044.9	512.9	-154.5
20 - 13	1044.8	781.1	149.0
20 - 14	1044.8	752.7	138.3
20 - 15	1044.8	781.1	-101.2
20 - 16	1044.8	752.7	-111.9

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO
RESISTENZA A TAGLIO

Inclinazione staffe		α	90°				
Inclinazione puntoni		θ	45°	cot (θ)	1.00	OK	
Coeff. Maggiorativo		α_c	1.09				
Fattore di comportamento		q	1.50				

	Altezze utili	d_x	45	cm		d_Y	65	cm
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	9.42	cmq/m
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	6.28	cmq/m
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	133 kN			$V_{Rsd,Y}$	144 kN	
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	1755 kN			$V_{Rcd,Y}$	1811 kN	
		$V_{Rd,X}$	**133 kN**			$V_{Rd,Y}$	**144 kN**	
TAGLIO SOLLECITANTE								
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	31 kN	OK		V_{Ed,Y_SLU}	77 kN	OK
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	55 kN	OK		V_{Ed,Y_SLV}	98 kN	OK

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - scp 70x70 Joint R1
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A13 - Sezione di base

GEOMETRIA : Larghezza sezione : b_X = 70 cm; Altezza sezione : b_Y = 70 cm

ARM. LONGITUDINALE :

Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	20	12.57	± 30	± 30	Si

Ferri al centro:

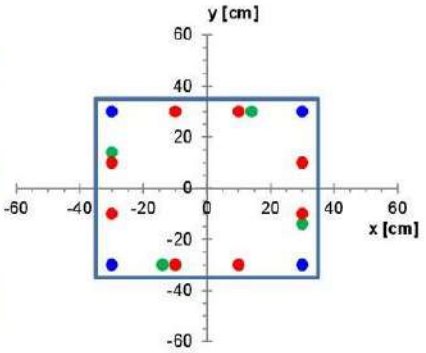
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 10	± 30	Si
4	26	21.24	± 30	± 10	Si

Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	20	12.57	± 14	± 30	Si
4	0	0.00	± 0	± 0	Si

Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM24	3.52	± 30	± 30
4	26	21.24	± 10	± 30
4	26	21.24	± 30	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**1.38%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	4	8	16
(nel resto del pilastro)	4	4	8	24

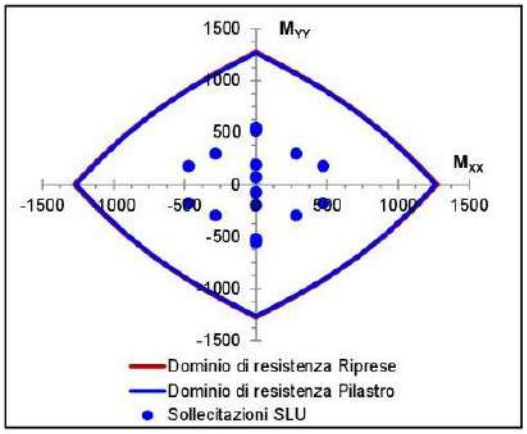
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

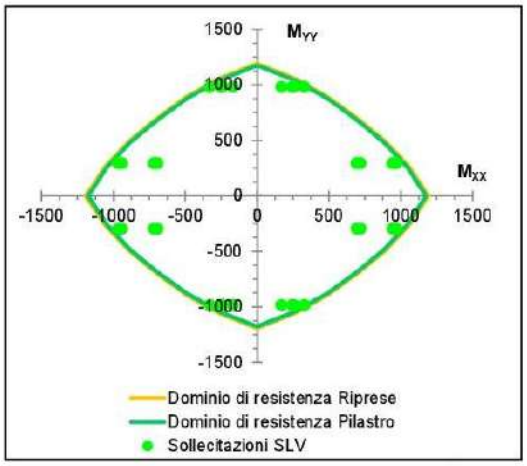
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **3.038** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	4111.8	0.0	-75.5
1 - 2	4112.6	0.0	519.2
2 - 1	4111.8	0.0	-523.1
2 - 2	4112.6	0.0	71.6
3 - 1	4111.3	-283.8	-296.7
3 - 2	4112.1	-283.8	298.0
4 - 1	4111.3	283.5	-296.7
4 - 2	4112.1	283.5	298.0
5 - 1	4452.4	0.0	191.0
5 - 2	4452.9	0.0	547.8
6 - 1	4452.4	0.0	-555.1
6 - 2	4452.9	0.0	-198.2
7 - 1	4451.5	-473.0	-177.7
7 - 2	4452.0	-473.0	179.1
8 - 1	4451.5	472.5	-177.7
8 - 2	4452.0	472.5	179.1

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV **0.201** OK

Fattore di sicurezza minimo * **1.172** OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	2763.9	-254.1	983.0
19 - 2	2763.9	-328.6	983.0
19 - 3	2763.9	243.5	983.0
19 - 4	2763.9	168.9	983.0
19 - 5	2763.9	-168.7	983.0
19 - 6	2763.9	-243.3	983.0
19 - 7	2763.9	328.8	983.0
19 - 8	2763.9	254.3	983.0
19 - 9	2763.9	-254.3	-982.2
19 - 10	2763.9	-328.8	-982.2
19 - 11	2763.9	243.3	-982.2
19 - 12	2763.9	168.7	-982.2
19 - 13	2763.9	-168.9	-982.2
19 - 14	2763.9	-243.5	-982.2
19 - 15	2763.9	328.6	-982.2
19 - 16	2763.9	254.1	-982.2
20 - 1	2763.9	-718.8	295.0
20 - 2	2763.9	-693.2	295.0
20 - 3	2763.9	-718.8	-294.2
20 - 4	2763.9	-693.3	-294.2
20 - 5	2763.9	-967.7	295.0
20 - 6	2763.9	-942.1	295.0
20 - 7	2763.9	-967.7	-294.2
20 - 8	2763.9	-942.2	-294.2
20 - 9	2763.9	942.2	295.0
20 - 10	2763.9	967.7	295.0
20 - 11	2763.9	942.1	-294.2
20 - 12	2763.9	967.7	-294.2
20 - 13	2763.9	693.3	295.0
20 - 14	2763.9	718.8	295.0
20 - 15	2763.9	693.2	-294.2
20 - 16	2763.9	718.8	-294.2

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO
RESISTENZA A TAGLIO

Inclinazione staffe		α	90°				
Inclinazione puntoni		θ	45°		cot (θ)	1.00	OK
Coeff. Maggiorativo		α_c	1.20				
Fattore di comportamento		q	1.50				

	Altezze utili	d_X	65	cm		d_Y	65	cm
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	12.57	cmq/m
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	8.38	cmq/m
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	192 kN			$V_{Rsd,Y}$	192 kN	
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	2787 kN			$V_{Rcd,Y}$	2787 kN	
		$V_{Rd,X}$	**192 kN**			$V_{Rd,Y}$	**192 kN**	
TAGLIO SOLLECITANTE								
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	66 kN	OK		V_{Ed,Y_SLU}	57 kN	OK
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	117 kN	OK		V_{Ed,Y_SLV}	116 kN	OK

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SCP 70x70 Joint R2
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A12 - Sezione di base

GEOMETRIA :

Larghezza sezione :	b_X	70	cm
Altezza sezione :	b_Y	70	cm

ARM. LONGITUDINALE :

- Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 30	± 30	Si

- Ferri al centro:

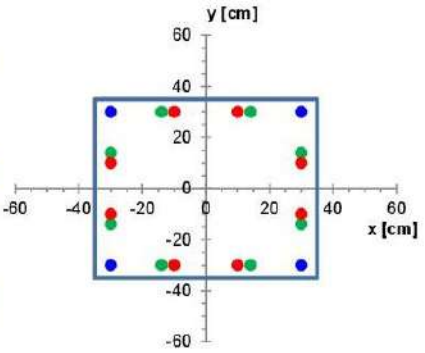
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 10	± 30	Si
4	26	21.24	± 30	± 10	Si

- Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 14	± 30	Si
4	20	12.57	± 14	± 30	Si

- Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM30	5.61	± 30	± 30
4	26	21.24	± 10	± 30
4	26	21.24	± 30	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**1.99%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	4	8	16
(nel resto del pilastro)	4	4	8	24

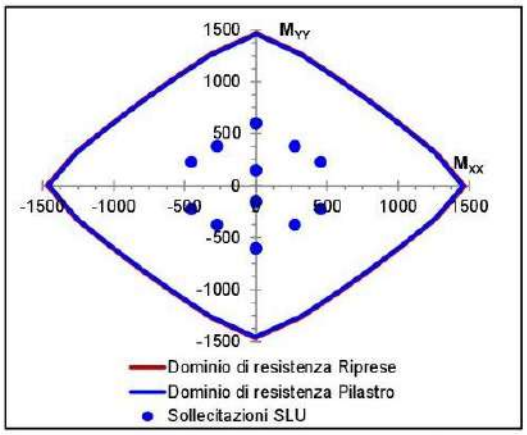
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

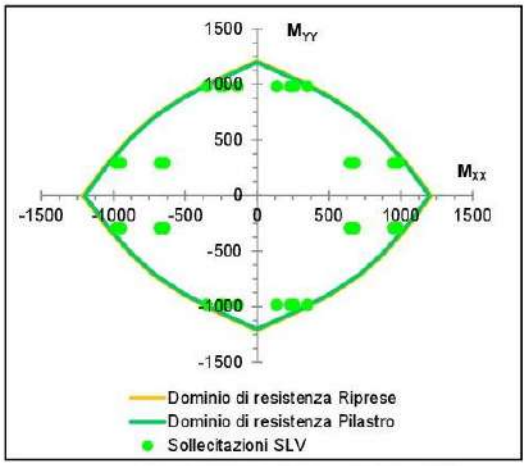
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **3.038** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	2319.7	0.0	-153.8
1 - 2	2320.6	0.0	601.2
2 - 1	2319.1	0.0	-603.8
2 - 2	2320.1	0.0	151.2
3 - 1	2319.2	-273.2	-375.7
3 - 2	2320.1	-273.2	379.4
4 - 1	2319.2	273.0	-375.7
4 - 2	2320.1	273.0	379.4
5 - 1	2501.1	0.0	145.3
5 - 2	2501.7	0.0	598.3
6 - 1	2500.2	0.0	-604.7
6 - 2	2500.8	0.0	-151.7
7 - 1	2500.3	-455.3	-224.5
7 - 2	2500.9	-455.3	228.5
8 - 1	2500.3	454.9	-224.5
8 - 2	2500.9	454.9	228.5

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV **0.105** OK

Fattore di sicurezza minimo * **1.004** OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	1572.7	-258.4	983.3
19 - 2	1572.7	-349.7	983.3
19 - 3	1572.7	228.6	983.3
19 - 4	1572.7	137.3	983.3
19 - 5	1572.7	-137.1	983.3
19 - 6	1572.7	-228.3	983.3
19 - 7	1572.7	349.9	983.3
19 - 8	1572.7	258.7	983.3
19 - 9	1571.5	-258.7	-980.9
19 - 10	1571.5	-349.9	-980.9
19 - 11	1571.5	228.3	-980.9
19 - 12	1571.5	137.1	-980.9
19 - 13	1571.5	-137.3	-980.9
19 - 14	1571.5	-228.6	-980.9
19 - 15	1571.5	349.7	-980.9
19 - 16	1571.5	258.4	-980.9
20 - 1	1572.3	-678.7	295.7
20 - 2	1572.3	-642.3	295.7
20 - 3	1571.9	-678.8	-293.3
20 - 4	1571.9	-642.4	-293.3
20 - 5	1572.3	-983.3	295.7
20 - 6	1572.3	-946.9	295.7
20 - 7	1571.9	-983.4	-293.3
20 - 8	1571.9	-947.0	-293.3
20 - 9	1572.3	947.0	295.7
20 - 10	1572.3	983.4	295.7
20 - 11	1571.9	946.9	-293.3
20 - 12	1571.9	983.3	-293.3
20 - 13	1572.3	642.4	295.7
20 - 14	1572.3	678.8	295.7
20 - 15	1571.9	642.3	-293.3
20 - 16	1571.9	678.7	-293.3

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO RESISTENZA A TAGLIO

Inclinazione staffe		α	90°				
Inclinazione puntoni		θ	45°	cot (θ)	1.00	OK	
Coeff. Maggiorativo		α_c	1.11				
Fattore di comportamento		q	1.50				
Altezze utili	d_X	65	cm	d_Y	65	cm	
ALLA BASE Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	12.57	cmq/m	
NEL RESTO DEL PILASTRO Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	8.38	cmq/m	
TAGLIO RESISTENTE Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	192 kN		$V_{Rsd,Y}$	192 kN		
Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	2565 kN		$V_{Rcd,Y}$	2565 kN		
	$V_{Rd,X}$	192 kN		$V_{Rd,Y}$	192 kN		
TAGLIO SOLLECITANTE							
da analisi in cond. statiche SLU	V_{Ed,X_SLU}	72 kN	OK	V_{Ed,Y_SLU}	54 kN	OK	
da analisi in cond. sismiche SLV	V_{Ed,X_SLV}	117 kN	OK	V_{Ed,Y_SLV}	117 kN	OK	

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

7.2 TRAVI

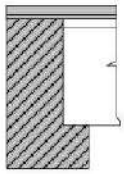
7.2.1 Travi "TL"

COMMESSA :	**Compass - Data Hall Building - SFP.LA (Filo C13-C14)**
ELEMENTO :	**Trave TL - L=11.6 m - H=120 cm -Copertura**

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	120	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	115	cm
Altezza sella	30	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	65	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1160	cm
Luce di calcolo campat	1125	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio	2290	cm

Portata = 11223 kg/m



4 ϕ 20

10 ϕ 10

1 ϕ 12

5 ϕ 20

CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1388	kg/m	1.30	1804	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	3733	kg/m	1.50	5599	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13085	**kg/m**		**18136**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

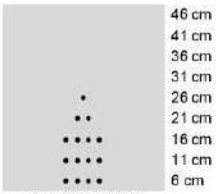
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_c =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		5720 cm²
Momento statico	Sx	308392 cm³
Momento inerzia	Jx	24264498 cm⁴
Momento statico	Sg	91942 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	16095 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	6544 kg
Portata effettiva ganci	7500 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	20.85	cmq
Baricentro trefoli :	13.33	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



15 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 562.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	27.69	-96.35	-98.95	-120.30	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-103.04	-1.38	6.62	25.25	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	257			294	kg/cmq
Tensione nei cavi	12684			11788	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.14	
Posizione asse neutro	25.42			20.8	cm
Freccia elastica	-0.72	-0.02	0.78	0.91	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**286916**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	42.5	cm	
Deformazione cls compresso :	0.35	%	
Deformazione acciaio teso :	0.64	%	
Mrdu =	**359655**	**kgm**	**> Msdu OK**

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 74811 kg** x = 150 cm dall'appoggio
Tsdu = 9147 kgm

Nr. trefoli attivi : 13.31

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = 101429 kg > Vsdu OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 40 °
Lato cls V_{Rcd} = **278998 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **52109 kgm > Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$$ **0.43 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe equiv. : 13 cm
A_{sweq} : 45.80 cm^2

T_{Rsd} = **28234 kgm > Tsdu** OK
T_{Rid} = **29104 kgm > Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	12611	kg/m
Taglio	73830	kg
Momento flettente	60942	kgm
Momento torcente	8999	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	20	12.56	cmq	
Armatura inferiore	5	20	15.70	cmq	
Spezzoni inferiori	7.40	20	23.26	cmq	2ϕ14 (ferri X) + 3ϕ20 (ferri Y)
Posizione asse neutro			42.2	cm	
Inerzia			4359959	cm^4	
Tensione calcestruzzo			54	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1497	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			714	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			23.26	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE **Msdu = 84468 kgm** x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 20.8 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 1.67 %
Mrdu = 170311 kgm > Msdu OK

TAGLIO SCORRIMENTO Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.64 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 24.92 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 102015 kg** All'appoggio
Tsdu = 12473 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **239700 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **52109 kgm > Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$$ **0.65 < 1** OK

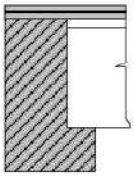
Bracci : 4
Diametro staffe : 12 mm
Passo staffe equiv. : 11.80328 cm
A_{sweq} : 46.68 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **134301 kg > Vsdu** OK
T_{Rsd} = **16130 kgm > Tsdu** OK
T_{Rid} = **29668 kgm > Tsdu** OK

VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	8.52	10	8.2	9.58	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=11.6 m - H=120 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*



Anima :	40	cm
Altezza trave :	120	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	115	cm
Altezza sella :	30	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1160	cm
Luce di calcolo :	1125	cm

15 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 15.71 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 23.26 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1388 daN/m	1.30	1804 daN/m	1.00	1388 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3733 daN/m	1.50	5599 daN/m	1.00	3733 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	286916 kgm		177010 kgm	
Mrdu =	359655 kgm	OK	421079 kgm	OK
Asse neutro :	42.5 cm		28.9 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.64 %		1.10 %	

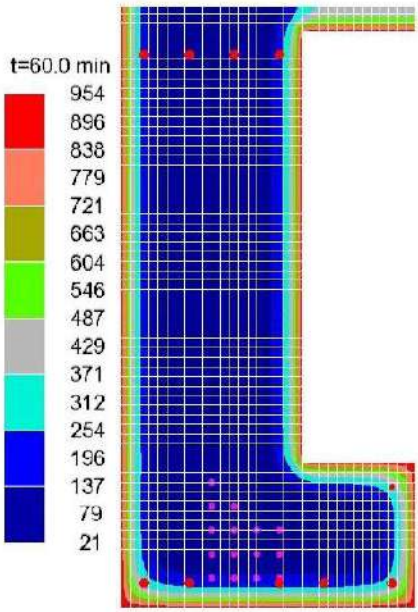
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* 214 °C

fattore di riduzione *cls* 0.936

temperatura media *staffe* 320 °C

fattore di riduzione *acciaio* - *staffe* 0.780



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	11.8033	cm
	38.33	cmq/m

Vsdu =	102015 kg		62937 kg	
θ =	40 °		40 °	
Vrcd =	239700 kg	OK	396049 kg	OK
Vrsd =	134301 kg	OK	165937 kg	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* 160 °C

:tore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* 0.940

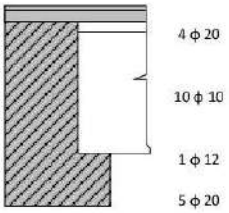
Vsdu =	76511 kg		47203 kg	
Vrd =	91023 kg	OK	98397 kg	OK

COMMESSA : Compass - Data Hall - SFP.LA (Filo C12-C13)
ELEMENTO : Trave TL - L=13 m - H=120 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	120	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	115	cm
Altezza sella	30	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	65	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1300	cm
Luce di calcolo campat	1265	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio	2290	cm

Portata = 11223 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1388	kg/m	1.30	1804	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	3733	kg/m	1.50	5599	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13085	**kg/m**		**18136**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

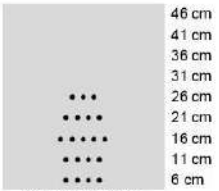
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		5720 cm²
Momento statico	Sx	308392 cm³
Momento inerzia	Jx	24264498 cm⁴
Momento statico	Sg	91942 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	18038 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	7334 kg
Portata effettiva ganci	7500 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	27.80	cmq
Baricentro trefoli :	15.50	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 632.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	31.21	-125.38	-128.61	-155.57	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-130.15	-2.78	8.04	31.38	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	308			408	kg/cmq
Tensione nei cavi	12516			11568	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.07	
Posizione asse neutro	23.21			20.1	cm
Freccia elastica	-1.13	-0.02	1.26	1.45	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**362770**	**kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	55.4	cm		
Deformazione cls compresso :	0.35	%		
Deformazione acciaio teso :	0.41	%		
Mrdu =	**420568**	**kgm**	**>**	**Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 79707 kg** — **Tsdu = 9746 kgm** — x = 193 cm dall'appoggio

Nr. trefoli attivi : 15

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = **50637 kg** < **Vsdu**

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **40** °

Lato cls	V_{Rcd} =	**284543 kg**	>	**Vsdu**	OK	$\frac{T_{Edu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.46** < 1 OK
	T_{Rcd} =	**52109 kgm**	>	**Tsdu**	OK	

Bracci : **4**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **47.58** cm^2

Lato acciaio	V_{Rsd} =	**105725 kg**	>	**Vsdu**	OK
	T_{Rsd} =	**12698 kgm**	>	**Tsdu**	OK
	T_{Rld} =	**30235 kgm**	>	**Tsdu**	OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	12611	kg/m
Taglio	83018	kg
Momento flettente	69186	kgm
Momento torcente	10119	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	20	12.56	cmq	
Armatura inferiore	5	20	15.70	cmq	
Spezzoni inferiori	7.40	20	23.26	cmq	2ϕ14 (ferri X) + 3ϕ20 (ferri Y)
Posizione asse neutro			42.2	cm	
Inerzia			4358959	cm^4	
Tensione calcestruzzo			61	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1700	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			811	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			23.26	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 95894 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio

Asse neutro : 20.8 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 1.67 %

Mrdu = 170311 kgm > Msdu OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia

Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c = 0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.28 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 28.97 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 114710 kg** — **Tsdu = 14025 kgm** — All'appoggio

Lato cls	V_{Rcd} =	**239700 kg**	>	**Vsdu**	OK	$\frac{T_{Edu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.73** < 1 OK
	T_{Rcd} =	**52109 kgm**	>	**Tsdu**	OK	

Bracci : **4**
Diametro staffe : **12** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **46.68** cm^2

Lato acciaio	V_{Rsd} =	**161145 kg**	>	**Vsdu**	OK
	T_{Rsd} =	**19355 kgm**	>	**Tsdu**	OK
	T_{Rld} =	**29668 kgm**	>	**Tsdu**	OK

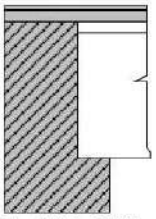
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	8.52	**10**	**8.2**	9.58	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=13 m - H=120 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	40	cm
Altezza trave :	120	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	115	cm
Altezza sella :	30	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1300	cm
Luce di calcolo :	1265	cm



20 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 15.71 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 23.26 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1388 daN/m	1.30	1804 daN/m	1.00	1388 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3733 daN/m	1.50	5599 daN/m	1.00	3733 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**362770 kgm**		**223806 kgm**	
Mrdu =	**420568 kgm**	OK	**504880 kgm**	OK
Asse neutro :	55.4 cm		37.8 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.41 %		0.76 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **214 °C**

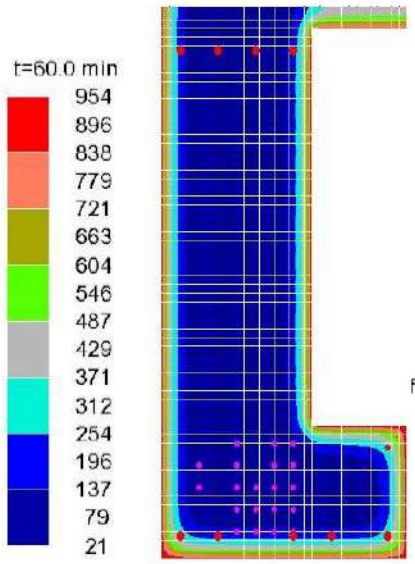
fattore di riduzione *cls* **0.936**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	10	cm
	45.24	cmq/m



Vsdu =	**114710 kg**		**70769 kg**	
θ =	**40 °**		**40 °**	
Vrcd =	**239700 kg**	OK	**396049 kg**	OK
Vrsd =	**161145 kg**	OK	**195860 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

fattore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.940**

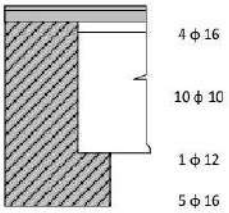
Vsdu =	**86032 kg**		**53077 kg**	
Vrd =	**91023 kg**	OK	**98397 kg**	OK

COMMESSA : Compass - Data Hall - SFP.LB (Filo C10-C11)
ELEMENTO : Trave TL - L=14.65 m - H=130 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	130	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	125	cm
Altezza sella	40	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	65	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1465	cm
Luce di calcolo campat	1430	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio	2290	cm

Portata = 11223 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1550	kg/m	1.30	2015	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	3733	kg/m	1.50	5599	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13247	**kg/m**		**18347**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

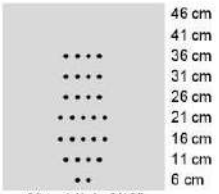
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		6309 cm²
Momento statico	Sx	364333 cm³
Momento inerzia	Jx	30582157 cm⁴
Momento statico	Sg	107640 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	22708 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	9233 kg
Portata effettiva ganci	10000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli : 38.92 cmq
Baricentro trefoli : 21.89 cm
Tensione iniziale tiro : 13600 kg/cmq



VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 340 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	34.16	-93.49	-98.63	-120.75	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-156.61	-55.51	-35.40	-16.86	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	352			257	kg/cmq
Tensione nei cavi	12395			10896	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.46	
Posizione asse neutro	23.28			0.0	cm
Freccia elastica	-1.47	-0.01	1.69	1.95	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu = 468977 kgm Sezione in mezzeria
Asse neutro : 73.0 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 0.27 %
Mrdu = 502622 kgm > Msdu OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu =** 54124 kg — x = 420 cm dall'appoggio
Tsdu = 6344 kgm

Nr. trefoli attivi : 28

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = 55496 kg > **Vsdu** OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 35 °
Lato cls V_{Rcd} = **298329 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **58892 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.28** < 1 OK

Bracci : 2
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 20 cm
A_{long} : 32.24 cm^2

T_{Rsd} = **8225 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **18146 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	12773	kg/m
Taglio	95011	kg
Momento flettente	79881	kgm
Momento torcente	11102	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	16	8.04	cmq	
Armatura inferiore	5	16	10.05	cmq	
Spezzoni inferiori	7.11	22	27.02	cmq	2ϕ14 (ferri X) + 3ϕ22 (ferri Y)
Posizione asse neutro			44.7	cm	
Inerzia			4966163	cm^4	
Tensione calcestruzzo			66	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1901	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			983	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			27.02	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu =** 110633 kgm — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 19.8 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 1.95 %
Mrdu = 177099 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 2.94 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 28.97 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu =** 131182 kg — All'appoggio
Tsdu = 15375 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **248607 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **58892 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.77** < 1 OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 12 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 38.48 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **207743 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **23948 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **21662 kgm** > **Tsdu** OK

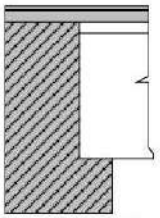
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	3.88	**10**	**20**	3.93	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=14.65 m - H=130 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	40	cm
Altezza trave :	130	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	125	cm
Altezza sella :	40	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1465	cm
Luce di calcolo :	1430	cm



28 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 10.05 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 27.02 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1550 daN/m	1.30	2015 daN/m	1.00	1550 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3733 daN/m	1.50	5599 daN/m	1.00	3733 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**468977 kgm**		**290152 kgm**	
Mrdu =	**502622 kgm**	**OK**	**641611 kgm**	**OK**
Asse neutro :	73.0 cm		52.4 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.27 %		0.52 %	

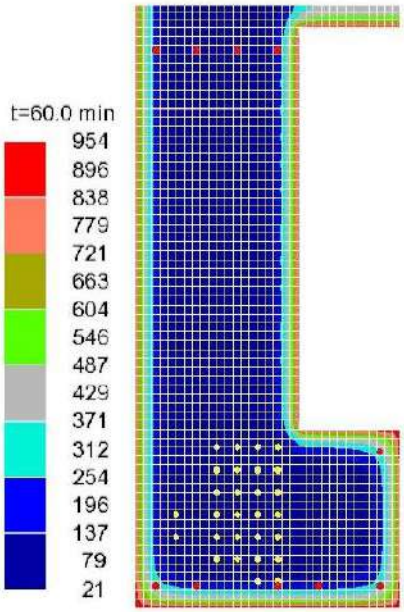
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **208 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.942**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	10	cm
	45.24	cmq/m

Vsdu =	**131182 kg**		**81161 kg**	
θ =	**35 °**		**35 °**	
Vrcd =	**248607 kg**	**OK**	**413229 kg**	**OK**
Vrsd =	**207743 kg**	**OK**	**255120 kg**	**OK**

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

tore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.940**

Vsdu =	**98387 kg**		**60871 kg**	
Vrd =	**105714 kg**	**OK**	**114278 kg**	**OK**

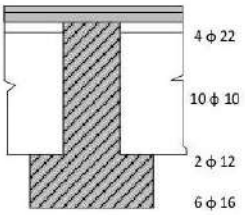
7.2.2 Travi "TR"

COMMESSA : Compass - Data Hall - SFP.TA (Filo B13-B14)
ELEMENTO : Trave T-rov - L=11.6 m - H=140 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	50	cm
Altezza trave	140	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	135	cm
Altezza sella	50	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	100	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1160	cm
Luce di calcolo campat	1125	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio SX	2290	cm
Lunghezza solaio DX	2290	cm

Portata = 22316 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			2375	kg/m	1.30	3088	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	12137	kg/m	1.30	15778	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	7371	kg/m	1.50	11057	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	1404	kg/m	1.50	2106	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	2340	kg/m	1.50	3510	kg/m
			25627	**kg/m**		**35538**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		9664 cm²
Momento statico	Sx	565178 cm³
Momento inerzia	Jx	49481177 cm⁴
Momento statico	Sg	173097 cm³

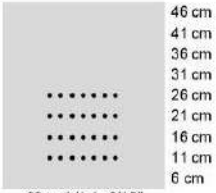
CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	27550 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	11201 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	38.92	cmq
Baricentro trefoli :	18.50	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali



28 trefoli da 6/10"

LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 562.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	28.64	-113.09	-115.90	-140.00	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-104.75	-2.59	6.04	24.51	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	270			298	kg/cmq
Tensione nei cavi	12695			11726	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.15	
Posizione asse neutro	30.06			20.9	cm
Freccia elastica	-0.62	0.02	0.75	0.86	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**562224**	**kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	58.2	cm		
Deformazione cls compresso :	0.35	%		
Deformazione acciaio teso :	0.49	%		
Mrdu =	**655937**	**kgm**	**>**	**Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 119586 kg** x = 226 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 26.17

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature
trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = 72072 kg < Vsdu

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 38 °
Lato cls V_{Rcd} = **412632 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **116102 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.28 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 37.38 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **135622 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **29322 kgm > Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	24891	kg/m
Taglio	144600	kg
Momento flettente	119358	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	22	15.20	cmq	
Armatura inferiore	6	16	12.06	cmq	
Spezzoni inferiori	10.54	22	40.07	cmq	4ϕ14 (ferri X) + 4ϕ22 (ferri Y)
Posizione asse neutro			48.2	cm	
Inerzia			8182898	cm^4	
Tensione calcestruzzo			64	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1862	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			861	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			40.07	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE **Msdu = 165519 kgm** x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 18.1 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.36 %
Mrdu = 270859 kgm > Msdu OK

TAGLIO SCORRIMENTO Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 4.08 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 23.66 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 199902 kg** All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **346550 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **116102 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.56 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 12 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 52.59 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **223119 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **41248 kgm > Tsdu** OK

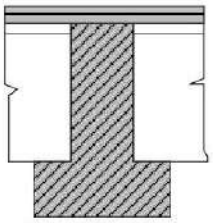
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	2.02	10	15	5.24	OK

ELEMENTO : Trave T-rov - L=11.6 m - H=140 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	50	cm
Altezza trave :	140	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	135	cm
Altezza sella :	50	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1160	cm
Luce di calcolo :	1125	cm



28 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 12.06 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 40.07 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	2375 daN/m	1.30	3088 daN/m	1.00	2375 daN/m
Peso proprio solaio :	12137 daN/m	1.30	15778 daN/m	1.00	12137 daN/m
Carico permanente :	7371 daN/m	1.50	11057 daN/m	1.00	7371 daN/m
Carico accid. (Neve) :	2808 daN/m	1.50	2106 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**562224 kgm**		**346196 kgm**	
Mrdu =	**655937 kgm**	OK	**799598 kgm**	OK
Asse neutro :	58.2 cm		40.0 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.49 %		0.87 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **156 °C**

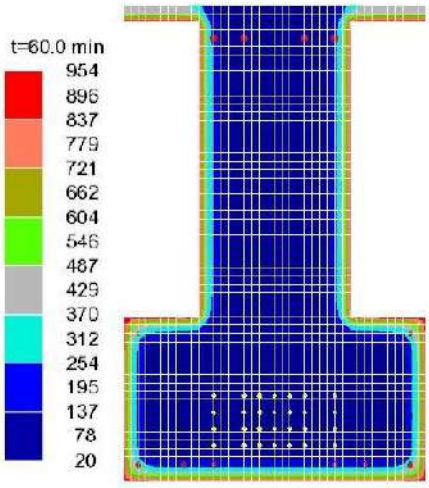
fattore di riduzione *cls* **0.961**

temperatura media *staffe* **284 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.816**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	10	cm
	45.24	cmq/m



Vsdu =	**199902 kg**		**123092 kg**	
θ =	**38 °**		**38 °**	
Vrcd =	**346550 kg**	OK	**587737 kg**	OK
Vrsd =	**223119 kg**	OK	**258334 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **190 °C**

ıttore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.910**

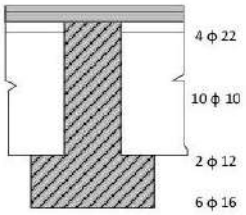
Vsdu =	**149926 kg**		**92319 kg**	
Vrd =	**156797 kg**	OK	**164090 kg**	OK

COMMESSA : Compass - Data Hall - SFP.TA (Filo B12-B13)
ELEMENTO : Trave T-rov - L=13 m - H=140 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	50	cm
Altezza trave	140	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	135	cm
Altezza sella	50	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	100	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1300	cm
Luce di calcolo campat	1265	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio SX	2290	cm
Lunghezza solaio DX	2290	cm

Portata = 22316 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			2375	kg/m	1.30	3088	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	12137	kg/m	1.30	15778	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	7371	kg/m	1.50	11057	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	1404	kg/m	1.50	2106	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	2340	kg/m	1.50	3510	kg/m
			25627	**kg/m**		**35538**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

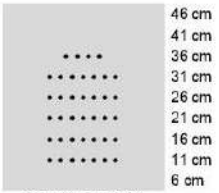
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls	9664	cm²
Momento statico Sx	565178	cm³
Momento inerzia Jx	49481177	cm⁴
Momento statico Sg	173097	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	30875 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	12553 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	54.21	cmq
Baricentro trefoli :	22.54	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 632.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	28.57	-150.67	-154.14	-184.61	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-134.88	-6.57	6.21	29.39	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	269			393	kg/cmq
Tensione nei cavi	12523			11421	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.09	
Posizione asse neutro	24.47			19.2	cm
Freccia elastica	-0.97	0.06	1.21	1.39	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**710862**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	79.7	cm	
Deformazione cls compresso :	0.35	%	
Deformazione acciaio teso :	0.27	%	
Mrdu =	**763315**	**kgm**	**>** **Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 139842 kg** — x = 239 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 35.56

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = **74354 kg** < **Vsdu**

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **38** °

Lato cls	V_{Rcd} =	**415860 kg**	>	**Vsdu**	OK	$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.33** < 1 OK
	T_{Rcd} =	**116102 kgm**	>	**Tsdu**	OK	

Bracci : **4**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **37.38** cm^2

Lato acciaio	V_{Rsd} =	**142007 kg**	>	**Vsdu**	OK
	T_{Rsd} =	**0 kgm**	>	**Tsdu**	OK
	T_{Rld} =	**29322 kgm**	>	**Tsdu**	OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale		
Carico di progetto	24891	kg/m	
Taglio	162594	kg	All'appoggio
Momento flettente	135503	kgm	x = 90 cm dall'appoggio
Momento torcente	0	kgm	

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	22	15.20	cmq	
Armatura inferiore	6	16	12.06	cmq	
Spezzoni inferiori	11.53	22	43.84	cmq	4ϕ16 (ferri X) + 4ϕ22 (ferri Y)
Posizione asse neutro			49.6	cm	
Inerzia			8602240	cm^4	
Tensione calcestruzzo			71	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1978	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			961	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			43.84	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 187908 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 19.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.18 %
Mrdu = 289301 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.72 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 23.66 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 224778 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls	V_{Rcd} =	**346550 kg**	>	**Vsdu**	OK	$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.63** < 1 OK
	T_{Rcd} =	**116102 kgm**	>	**Tsdu**	OK	

Bracci : **4**
Diametro staffe : **12** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **52.59** cm^2

Lato acciaio	V_{Rsd} =	**228483 kg**	>	**Vsdu**	OK
	T_{Rsd} =	**0 kgm**	>	**Tsdu**	OK
	T_{Rld} =	**41248 kgm**	>	**Tsdu**	OK

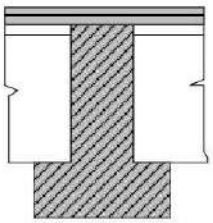
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	2.02	**10**	**15**	5.24	OK

ELEMENTO : Trave T-rov - L=13 m - H=140 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	50	cm
Altezza trave :	140	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	135	cm
Altezza sella :	50	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1300	cm
Luce di calcolo :	1265	cm



39 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 12.06 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 43.84 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	2375 daN/m	1.30	3088 daN/m	1.00	2375 daN/m
Peso proprio solaio :	12137 daN/m	1.30	15778 daN/m	1.00	12137 daN/m
Carico permanente :	7371 daN/m	1.50	11057 daN/m	1.00	7371 daN/m
Carico accid. (Neve) :	2808 daN/m	1.50	2106 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**710862 kgm**		**437722 kgm**	
Mrdu =	**763315 kgm**	OK	**976391 kgm**	OK
Asse neutro :	78.7 cm		55.5 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.27 %		0.53 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **156 °C**

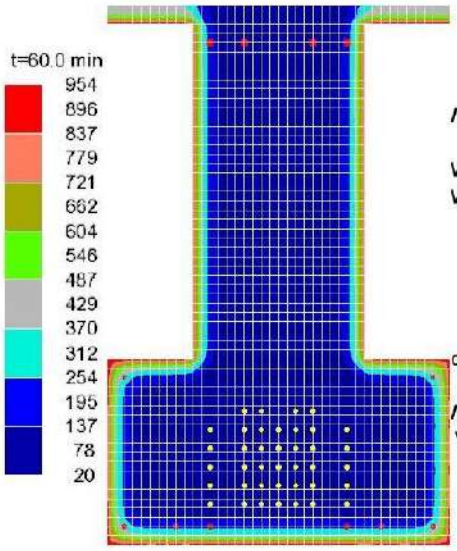
fattore di riduzione *cls* **0.961**

temperatura media *staffe* **284 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.816**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	10	cm
	45.24	cmq/m



/sdu =	**224778 kg**		**138410 kg**	
θ =	**38 °**		**38 °**	
Vrcd =	**346550 kg**	OK	**587737 kg**	OK
Vrsd =	**228483 kg**	OK	**258334 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **190 °C**

ore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.910**

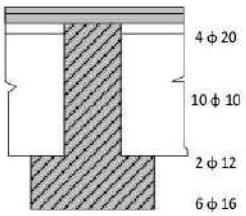
/sdu =	**168584 kg**		**103807 kg**	
Vrd =	**171549 kg**	OK	**179528 kg**	OK

COMMESSA : Compass - Data Hall - SFP.TB (Filo B10-B11)
ELEMENTO : Trave T-rov - L=14.65 m - H=160 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	50	cm
Altezza trave	160	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	155	cm
Altezza sella	70	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	100	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1465	cm
Luce di calcolo campat	1430	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio SX	2290	cm
Lunghezza solaio DX	2290	cm

Portata = 22316 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			2875	kg/m	1.30	3738	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	12137	kg/m	1.30	15778	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	7371	kg/m	1.50	11057	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	1404	kg/m	1.50	2106	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	2340	kg/m	1.50	3510	kg/m
			26127	**kg/m**		**36188**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

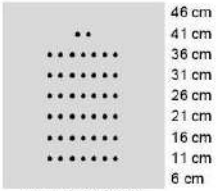
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls	11648	cm²
Momento statico Sx	774549	cm³
Momento inerzia Jx	75796585	cm⁴
Momento statico Sg	225547	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	42119 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	17125 kg
Portata effettiva ganci	20000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	61.16	cmq	
Baricentro trefoli :	24.30	cm	
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq	



44 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 490 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	34.12	-125.25	-129.47	-156.43	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-131.29	-18.09	-4.88	15.47	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	352			333	kg/cmq
Tensione nei cavi	12548			11382	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.19	
Posizione asse neutro	33.01			14.4	cm
Freccia elastica	-1.07	0.06	1.36	1.55	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**925013**	**kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	89.9	cm		
Deformazione cls compresso :	0.35	%		
Deformazione acciaio teso :	0.27	%		
Mrdu =	**977509**	**kgm**	**>**	**Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 153799 kg** — x = 290 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 40

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = 84287 kg < Vsdu

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 37 °

Lato cls V_{Rcd} = **473024 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **155956 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.32 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **34.75** cm^2

Lato acciaio V_{Rsd} = **164758 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **29626 kgm > Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	25191	kg/m
Taglio	187386	kg
Momento flettente	157546	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	20	12.56	cmq	
Armatura inferiore	6	16	12.06	cmq	
Spezzoni inferiori	16.29	20	51.17	cmq	4ϕ16 (ferri X) + 6ϕ20 (ferri Y)
Posizione asse neutro			57.5	cm	
Inerzia			12703626	cm^4	
Tensione calcestruzzo			65	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1777	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			889	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			51.17	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 218214 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 18.3 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.72 %
Mrdu = 377796 kgm > Msdu OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 4.04 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 23.66 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 258745 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **394186 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **155956 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.64 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : **12** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **53.60** cm^2

Lato acciaio V_{Rsd} = **269332 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **45697 kgm > Tsdu** OK

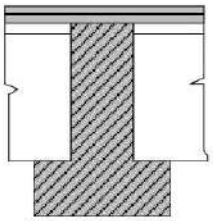
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	1.39	**10**	**15**	5.24	OK

ELEMENTO : Trave T-rov - L=14.65 m - H=160 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	50	cm
Altezza trave :	160	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	155	cm
Altezza sella :	70	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1465	cm
Luce di calcolo :	1430	cm



44 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 12.06 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 51.17 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	2875 daN/m	1.30	3738 daN/m	1.00	2875 daN/m
Peso proprio solaio :	12137 daN/m	1.30	15778 daN/m	1.00	12137 daN/m
Carico permanente :	7371 daN/m	1.50	11057 daN/m	1.00	7371 daN/m
Carico accid. (Neve) :	2808 daN/m	1.50	2106 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	925013 kgm		572137 kgm	
Mrdu =	977509 kgm	OK	1253300 kgm	OK
Asse neutro :	89.9 cm		75.5 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.27 %		0.53 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* 309 °C

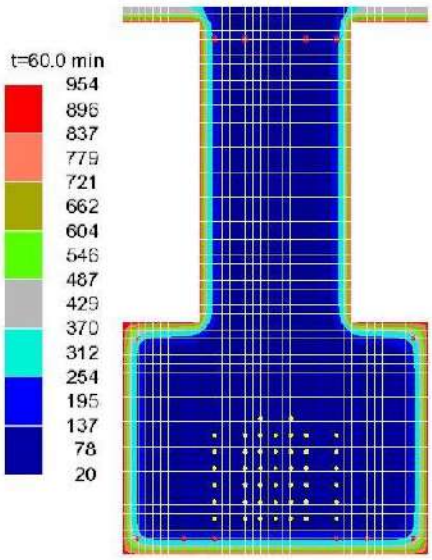
fattore di riduzione *cls* 0.841

temperatura media *staffe* 284 °C

fattore di riduzione *acciaio* - *staffe* 0.816

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	10	cm
	45.24	cmq/m



Vsdu =	258745 kg		160038 kg	
θ =	37 °		37 °	
Vrcd =	394186 kg	OK	584961 kg	OK
Vrsd =	269332 kg	OK	307521 kg	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* 190 °C

ttore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* 0.910

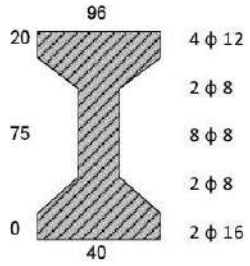
Vsdu =	194059 kg		120029 kg	
Vrd =	200213 kg	OK	209525 kg	OK

COMMESSA : Compass_Data Hall Building - SFP.TC
ELEMENTO : Trave ad I - H=95 cm - L=2257 cm - portata = 590 kg/m

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	95	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	90	cm
Altezza soletta sup.	20	cm
Larghezza soletta sup.	96	cm
Altezza soletta inf.	0	cm
Larghezza soletta inf.	40	cm
Lunghezza trave	2275	cm
Luce di calcolo	2257	cm
Lunghezza solaio SX	96	cm
Lunghezza solaio DX	96	cm

Portata = 590 kg/m



CARICHI :

		SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :		1265	kg/m	1.30	1645	kg/m
Peso proprio solaio :	0 kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Carico permanente :	315 kg/mq	302	kg/m	1.50	454	kg/m
Carico accidentale equiv. :	300 kg/mq	288	kg/m	1.50	432	kg/m
		1855	**kg/m**	**Qsd =**	**2530**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

R_{ck} =	50	N/mm²
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²

ACCIAIO B450C

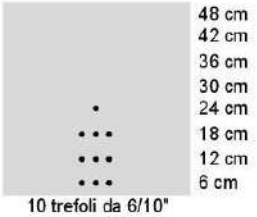
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI :

Area sezione cls :	A	5111	cm²
Momento statico :	Sx	288530	cm³
Momento inerzia :	Jx	20534548	cm⁴
Momento statico baricentrale :	Sg	65121	cm³
Perimetro :	P	373	cm

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	13.90 cmq
Baricentro trefoli :	13.20 cm
Tensione iniziale tiro :	13600 kg/cmq



10 trefoli da 6/10"

VERIFICHE IN ESERCIZIO

VERIFICA SOLLEVAMENTO E TRASPORTO x = 80 cm

	fase 1	
Tensione al lembo superiore	29.75	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-113.66	kg/cmq
Tensione nei cavi	1380	kg/cmq

Inclinazione delle funi : 45 °
Peso elemento : 28779 kg
Punti di sollevamento : 4
Portata minima ganci : 11701 kg
Portata effettiva ganci : 16000 kg

VERIFICA A FLESSIONE x = 1128.5 cm - sezione in mezzeria

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-36.39	-53.57	-57.47	-73.83	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-33.77	-9.37	3.08	26.32	kg/cmq
Resistenza minima cls [Rck]	58			313	kg/cmq
Tensione nei cavi	13197			12132	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.11	
Posizione asse neutro				24.96	cm
Armatura lenta minima	0.00			5.05	cmq
Freccia elastica	-0.70		-0.04	4.30	cm

Fase 1 : al taglio dei trefoli
Fase 2 : applicazione carichi permanenti
Fase 3 : a tempo infinito
Fase 4 : applicazione carichi accidentali

VERIFICHE ZONA PRECOMPRESSIONE ATTIVA

VERIFICHE SLU

VERIFICA A FLESSIONE — **Msdu = 161106 kgm** — Sezione in mezzeria

Asse neutro : 17.8 cm
Deformazione cls compresso : 0.18 %
Deformazione acciaio teso : 1.00 %
Mrdu = 163855 kgm > Msdu OK

VERIFICA A TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 26275 kg** — x = 90 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 10

SEZIONE NON FESSURATA — V_{Rd} = **69926 kg > Vsdu**

È sufficiente l'armatura minima a taglio OK

bw : 40 cm
d : 90 cm
Inclinazione puntoni cls θ : 45 °
Lato cls V_{Rcd} = **214057 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **42224 kgm > Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} = 0.12 \leq 1$$ OK

Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe (2 bracci) : 20 cm
Inclinazione staffe α : 90 °

T_{Rsd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **11564 kgm > Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

VERIFICHE IN ESERCIZIO

	Totale		
Carico di progetto	1855	kg/m	
Taglio	20938	kg	All'appoggio
Momento flettente	18093	kgm	x = 90 cm dall'appoggio

	n. ferri	Diam.			
Armatura superiore	4	12	4.52	cmq	
Armatura inferiore	2	16	4.02	cmq	
Spezzoni inferiori	7.51	12	8.49	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			16.47	cm	
Inerzia			1166846	cm^4	
Tensione calcestruzzo			26	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1710	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			267	kg/cmq	
Armatura minima all'appoggio			8.49	cmq	OK

VERIFICHE SLU

VERIFICA A TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 28552 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

bw : 40 cm
d : 90 cm
Inclinazione puntoni cls θ : 45 °
Lato cls V_{Rcd} = **190485 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **42224 kgm > Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} = 0.15 \leq 1$$ OK

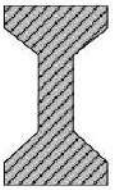
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe (2 bracci) : 10 cm
Inclinazione staffe α : 90 °
Lato acciaio V_{Rsd} = **49787 kg > Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **9475 kgm > Tsdu** OK

ELEMENTO : Trave ad I - H=95 cm - L=2257 cm - portata = 590 kg/m

VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	40	cm
Altezza trave :	95	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	90	cm
Altezza soletta sup/inf :	20 / 0	cm
Larghezza soletta sup/inf :	/ 40.000	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2257	cm



10 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 4.02 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.49 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1265 daN/m	1.30	1645 daN/m	1.00	1265 daN/m
Peso proprio solaio :	0 daN/m	1.30	0 daN/m	1.00	0 daN/m
Carico permanente :	302 daN/m	1.50	454 daN/m	1.00	302 daN/m
Carico accidentale equiv. :	288 daN/m	1.50	432 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	161106 kgm		99805 kgm	
Mrdu =	163855 kgm	OK	190327 kgm	OK
Asse neutro :	17.8 cm		12.8 cm	
Deformazione cls compresso :	0.18 %		0.20 %	
Deformazione acciaio teso :	1.00 %		2.00 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* 211 °C

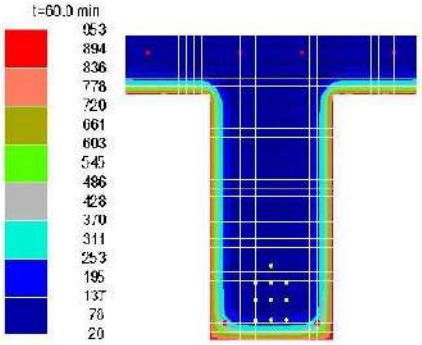
fattore di riduzione *cls* 0.939

temperatura media *staffe* 480 °C

fattore di riduzione *acciaio - staffe* 0.564

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	2	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	15.71	cmq/m



Vsdu =	28552 kg		17688 kg	
θ =	45 °		45 °	
Vrcd =	190485 kg	OK	315804 kg	OK
Vrsd =	49787 kg	OK	32292 kg	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* 340 °C

ttore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* 0.760

Vsdu =	21414 kg		13266 kg	
Vrd =	33219 kg	OK	29033 kg	OK

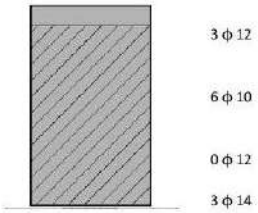
7.2.3 Travi "R"

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SFP.RE
ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	65	cm	
Altezza trave	90	cm	
Copriferro	5	cm	
Altezza utile	85	cm	
Spessore getto collab.	8	cm	
Lunghezza trave	2275	cm	
Luce di calcolo campat	2240	cm	
Luce di calcolo sbalzo	0	cm	

Portata = 283 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1463	kg/m	1.30	1901	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	205	kg/m	1.50	307	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	39	kg/m	1.50	59	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	65	kg/m	1.50	98	kg/m
			1771	**kg/m**		**2364**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

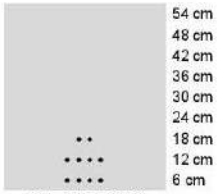
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5898	cm²
Momento statico	Sx	265119	cm³
Momento inerzia	Jx	15942776	cm⁴
Momento statico	Sg	66774	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	33272 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	13528 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli : 13.90 cmq
Baricentro trefoli : 10.80 cm
Tensione iniziale tiro : 13600 kg/cmq



10 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1120 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-62.05	-71.43	-73.13	-77.90	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-1.19	10.20	16.58	22.37	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	2			245	kg/cmq
Tensione nei cavi	13451			12519	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.21	
Posizione asse neutro	0.00			20.1	cm
Freccia elastica	0.80	1.14	4.18	4.35	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu = 148294 kgm Sezione in mezzeria
Asse neutro : 24.3 cm
Deformazione cls compresso : 0.24 %
Deformazione acciaio teso : 1.00 %
Mrdu = 166446 kgm > Msdu OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu =** 21752 kg — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 10

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = 113402 kg > Vsdu OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 45 °
Lato cls V_{Rcd} = 326809 kg > Vsdu OK
T_{Rcd} = 72805 kgm > Tsdu OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ 0.06 < 1 OK

Bracci : 2
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 15 cm
A_{long} : 23.04 cm^2

T_{Rsd} = 0 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 25228 kgm > Tsdu OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	1745	kg/m
Taglio	19875	kg
Momento flettente	17137	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	3	12	3.39	cmq	
Armatura inferiore	3	14	4.62	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			19.4	cm	
Inerzia			1016019	cm^4	
Tensione calcestruzzo			30	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1633	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			334	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu =** 22875 kgm — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 4.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.33 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 46864 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.08 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 8.09 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu =** 26481 kg — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = 292342 kg > Vsdu OK
T_{Rcd} = 72805 kgm > Tsdu OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ 0.08 < 1 OK

Bracci : 2
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 14.99 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = 50449 kg > Vsdu OK
T_{Rsd} = 0 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 16408 kgm > Tsdu OK

COMMESSA :	**Compass - Data Hall Building - SFP.RA**
ELEMENTO :	**Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura**

GEOMETRIA :

			Portata =	191	kg/m
Anima	30	cm			
Altezza trave	90	cm			
Copriferro	5	cm			
Altezza utile	85	cm			
Spessore getto collab.	8	cm			
Lunghezza trave	2275	cm			
Luce di calcolo campat	2240	cm			
Luce di calcolo sbalzo	0	cm			

CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			675	kg/m	1.30	878	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Getto integrativo :	200	kg/mq	60	kg/m	1.30	78	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	95	kg/m	1.50	142	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	18	kg/m	1.50	27	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	30	kg/m	1.50	45	kg/m
			878	**kg/m**		**1169**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

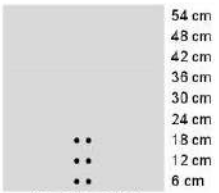
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		2732 cm²
Momento statico	Sx	122746 cm³
Momento inerzia	Jx	7388517 cm⁴
Momento statico	Sg	31016 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	15356 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	6244 kg
Portata effettiva ganci	7500 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	8.34	cmq
Baricentro trefoli :	12.00	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1120 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-53.74	-70.74	-72.69	-76.80	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-26.25	-7.00	1.85	7.23	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	45			163	kg/cmq
Tensione nei cavi	13273			12222	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.37	
Posizione asse neutro	0.00			7.7	cm
Freccia elastica	-0.11	0.49	3.43	3.59	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**73335**	**kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	30.4	cm		
Deformazione cls compresso :	0.35	%		
Deformazione acciaio teso :	0.98	%		
Mrdu =	**952736**	**kgm**	**>**	**Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 10757 kg** — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 6

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = **56527 kg** > **Vsdu** OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **45** °
Lato cls V_{Rcd} = **155084 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **19532 kgm** > **Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} = 0.06 < 1 \text{ OK}$$

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **20** cm
A_{long} : **15.21** cm^2

T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **9014 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	866	kg/m
Taglio	9845	kg
Momento flettente	8490	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	2	12	2.26	cmq	
Armatura inferiore	2	14	3.08	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			25.4	cm	
Inerzia			795377	cm^4	
Tensione calcestruzzo			25	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			937	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			301	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 11312 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 5.7 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 5.32 %
Mrdu = 41123 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 4.45 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 14.72 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 13096 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **134927 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **19532 kgm** > **Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} = 0.09 < 1 \text{ OK}$$

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **12.32** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **50449 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **7298 kgm** > **Tsdu** OK

ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	30	cm
Altezza trave :	90	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	85	cm

Spessore getto integrativo :	8	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2240	cm

6 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 3.08 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.51 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)		γ	SLU fondam. freddo		Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'	
Peso proprio trave :	675	daN/m	1.30	878	daN/m	1.00	675	daN/m
Peso proprio solaio :	0	daN/m	1.30	0	daN/m	1.00	0	daN/m
Getto integrativo :	60	daN/m	1.30	78	daN/m	1.00	60	daN/m
Carico permanente :	95	daN/m	1.50	142	daN/m	1.00	95	daN/m
Carico accid. (Neve) :	36	daN/m	1.50	27	daN/m	0.00	0	daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	73335	kgm		52026	kgm
Mrdu =	952736	kgm	OK	108496	kgm OK
Asse neutro :	30.4	cm		23.6	cm
Deformazione cls compresso :	0.35	%		0.35	%
Deformazione acciaio teso :	0.98	%		1.55	%

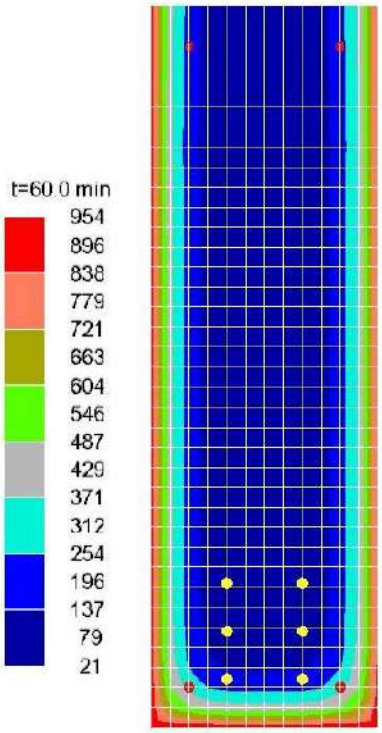
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* 250 °C

fattore di riduzione *cls* 0.900

temperatura media *staffe* 320 °C

fattore di riduzione *acciaio* - *staffe* 0.780



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	2	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	15.71	cmq/m

Vsdu =	13096	kg		9290	kg
θ =	45	°		45	°
Vrcd =	134927	kg	OK	214242	kg OK
Vrsd =	50449	kg	OK	42178	kg OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* 160 °C

attore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* 0.940

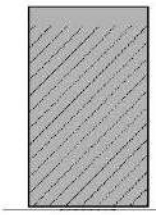
Vsdu =	9822	kg		6968	kg
Vrd =	33289	kg	OK	35986	kg OK

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SFP.RC
ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	55	cm
Altezza trave	90	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	85	cm
Spessore getto collab.	8	cm
Lunghezza trave	2275	cm
Luce di calcolo campat	2240	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm

Portata = 349 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1238	kg/m	1.30	1609	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Getto integrativo :	200	kg/mq	110	kg/m	1.30	143	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	173	kg/m	1.50	260	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	33	kg/m	1.50	50	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	55	kg/m	1.50	83	kg/m
			1609	**kg/m**		**2144**	**kg/m**

MATERIALI : *CALCESTRUZZO*

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

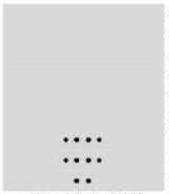
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		4991 cm²
Momento statico	Sx	224582 cm³
Momento inerzia	Jx	13512592 cm⁴
Momento statico	Sg	56502 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	28153 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	11447 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	13.90	cmq
Baricentro trefoli :	13.20	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



10 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1120 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-60.75	-78.92	-80.70	-85.35	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-13.12	6.95	14.50	20.22	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	23			211	kg/cmq
Tensione nei cavi	13381			12401	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.22	
Posizione asse neutro	0.00			17.2	cm
Freccia elastica	0.44	1.07	4.29	4.46	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**134448 kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	28.4 cm		
Deformazione cls compresso :	0.32 %		
Deformazione acciaio teso :	1.00 %		
Mrdu =	**153174 kgm**	**>**	**Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 22079 kg** — x = 90 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 10

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = **99974 kg** > **Vsdu** OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **45** °
Lato cls V_{Rcd} = **280534 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **55521 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.07** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **15** cm
A_{long} : **16.66** cm^2

T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **16264 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale		
Carico di progetto	1587	kg/m	
Taglio	18049	kg	All'appoggio
Momento flettente	15565	kgm	x = 90 cm dall'appoggio
Momento torcente	0	kgm	

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	3	12	3.39	cmq	
Armatura inferiore	3	12	3.39	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			19.9	cm	
Inerzia			912331	cm^4	
Tensione calcestruzzo			31	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1640	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			351	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 20740 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 4.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.33 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 42488 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.30 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 9.14 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 24009 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **247366 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **55521 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.09** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **13.76** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **50449 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **13436 kgm** > **Tsdu** OK

ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	55	cm
Altezza trave :	90	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	85	cm
Spessore getto integrativo :	8	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2240	cm

10 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 3.39 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.51 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1238 daN/m	1.30	1609 daN/m	1.00	1238 daN/m
Peso proprio solaio :	0 daN/m	1.30	0 daN/m	1.00	0 daN/m
Getto integrativo :	110 daN/m	1.30	143 daN/m	1.00	110 daN/m
Carico permanente :	173 daN/m	1.50	260 daN/m	1.00	173 daN/m
Carico accid. (Neve) :	66 daN/m	1.50	50 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	134448 kgm		95381 kgm	
Mrdu =	153174 kgm	OK	181565 kgm	OK
Asse neutro :	28.4 cm		21.7 cm	
Deformazione cls compresso :	0.32 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	1.00 %		1.81 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **205 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.945**

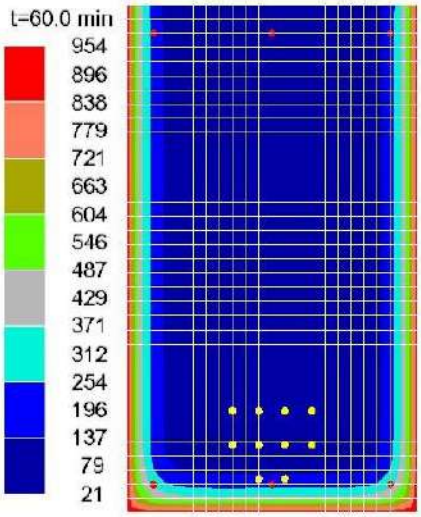
temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	2	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	15.71	cmq/m

Vsdu =	24009 kg		17032 kg	
θ =	45 °		45 °	
Vrcd =	247366 kg	OK	412564 kg	OK
Vrsd =	50449 kg	OK	42178 kg	OK



Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

tore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.940**

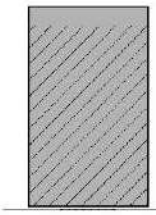
Vsdu =	18006 kg		12774 kg	
Vrd =	33289 kg	OK	35986 kg	OK

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SFP.RD
ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	65	cm	
Altezza trave	90	cm	
Copriferro	5	cm	
Altezza utile	85	cm	
Spessore getto collab.	8	cm	
Lunghezza trave	2275	cm	
Luce di calcolo campat	2240	cm	
Luce di calcolo sbalzo	0	cm	

Portata = 413 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1463	kg/m	1.30	1901	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Getto integrativo :	200	kg/mq	130	kg/m	1.30	169	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	205	kg/m	1.50	307	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	39	kg/m	1.50	59	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	65	kg/m	1.50	98	kg/m
			1901	**kg/m**		**2533**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5891	cm²
Momento statico	Sx	265082	cm³
Momento inerzia	Jx	15942592	cm⁴
Momento statico	Sg	66627	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	33272 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	13528 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	16.68	cmq
Baricentro trefoli :	12.00	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq

12 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1120 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-57.37	-75.78	-77.80	-82.57	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-17.39	2.78	10.74	16.52	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	30			176	kg/cmq
Tensione nei cavi	13339			12346	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.25	
Posizione asse neutro	0.00			15.0	cm
Freccia elastica	0.23	0.86	4.14	4.31	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**158893**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	28.6	cm	
Deformazione cls compresso :	0.32	%	
Deformazione acciaio teso :	1.00	%	
Mrdu =	**184538**	**kgm**	**> Msdu OK**

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 23307 kg** — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 12

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = **119555 kg** > **Vsdu** OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **45** °
Lato cls V_{Rcd} = **332976 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **72805 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.07** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **15** cm
A_{long} : **21.82** cm^2

T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **23887 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale		
Carico di progetto	1875	kg/m	
Taglio	21331	kg	All'appoggio
Momento flettente	18395	kgm	x = 90 cm dall'appoggio
Momento torcente	0	kgm	

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	3	12	3.39	cmq	
Armatura inferiore	3	12	3.39	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			18.5	cm	
Inerzia			935904	cm^4	
Tensione calcestruzzo			33	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1929	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			368	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 24510 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 4.1 cm
Deformazione cls compresso : 0.31 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 42549 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.08 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 8.11 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 28374 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **292342 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **72805 kgm** > **Tsdu** OK

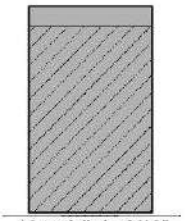
$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.09** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **13.76** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **50449 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **15067 kgm** > **Tsdu** OK

ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	65	cm
Altezza trave :	90	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	85	cm
Spessore getto integrativo :	8	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2240	cm



12 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 3.39 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.51 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1463 daN/m	1.30	1901 daN/m	1.00	1463 daN/m
Peso proprio solaio :	0 daN/m	1.30	0 daN/m	1.00	0 daN/m
Getto integrativo :	130 daN/m	1.30	169 daN/m	1.00	130 daN/m
Carico permanente :	205 daN/m	1.50	307 daN/m	1.00	205 daN/m
Carico accid. (Neve) :	78 daN/m	1.50	59 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**158893 kgm**		**112724 kgm**	
Mrdu =	**184538 kgm**	OK	**216940 kgm**	OK
Asse neutro :	28.6 cm		21.7 cm	
Deformazione cls compresso :	0.32 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	1.00 %		1.82 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **186 °C**

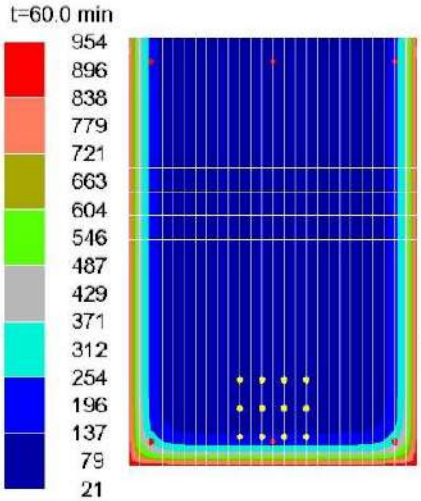
fattore di riduzione *cls* **0.953**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	2	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	15.71	cmq/m



Vsdu =	**28374 kg**		**20129 kg**	
θ =	**45 °**		**45 °**	
Vrcd =	**292342 kg**	OK	**491893 kg**	OK
Vrsd =	**50449 kg**	OK	**42178 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

fattore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.940**

Vsdu =	**21280 kg**		**15097 kg**	
Vrd =	**33289 kg**	OK	**35986 kg**	OK

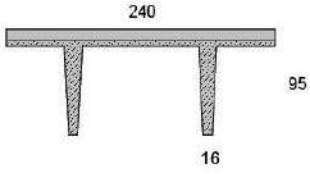
7.3 COPPONI

COMMESSA	**: Compass - Data Hall Building - SFP TT - DH**
ELEMENTO	**: Tegolo H=95 cm - nerv.=16 cm - L=22.75 m**

GEOMETRIA:

Larghezza tegolo	240	cm
Altezza tegolo	95	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	90	cm
Altezza soletta	10	cm
Larghezza nerv.sup.	16	cm
Larghezza nerv.inf.	16	cm
Spessore medio getto in	0	cm
Spessore getto collab.	0	cm
Lunghezza tegolo	2275	cm
Luce di calcolo	2250	cm

Portata = 1284 kg/m



n. 7 trefoli da 6/10" per nervatura

CARICHI:

	SLE		γ	SLU	
Peso proprio tegolo	1269	kg/m	1.30	1650	kg/m
Peso proprio getto	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Carico permanente	756	kg/m	1.50	1134	kg/m
Carico accidentale	528	kg/m	1.50	792	kg/m
	2553	**kg/m**		**3576**	**kg/m**

MATERIALI:

CALCESTRUZZO

	Tegolo	Getto	
Rck =	50	30	N/mm²
γ_c =	1.5	1.5	
f_{ck} =	41.50	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	1.19	N/mm²

ACCIAIO

B450C	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5075	cm²
Momento statico	Sx	329882	cm³
Momento inerzia	Jx	25887642	cm⁴
Momento statico	Sg	66811	cm³

CALCOLO GANCI DI SOLLEVAMENTO		
Inclinazione funi	45	°
Peso elemento	28867	kg
Punti di sollevamento	4	
Portata minima ganci	11737	kg
Portata effettiva ganci	#RIF!	kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE:

Area trefoli	19.46	cmq
Baricentro trefoli	13.43	cm
Tensione iniziale tiro	13600	kg/cmq

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1125 cm dall'appoggio

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-16.88	-48.27	-51.94	-73.86	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-109.68	-45.38	-22.28	22.63	kg/cmq
Resistenza minima cls. Rck	189			250	kg/cmq
Tensione nei cavi	12627			11263	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.09	
Posizione asse neutro				22.28	cm
Armatura lenta minima	0.00			3.10	cmq
Tensione superiore soletta			-3.67	-25.59	kg/cmq
Tensione inferiore soletta			-3.67	-25.59	kg/cmq
Freccia elastica	-3.41	-1.92	2.48	4.52	cm

VERIFICHE SLU

FLESSIONE

Msdu =	**226264**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	7.1	cm	
Deformazione cls compresso :	0.23	%	
Deformazione acciaio teso :	3.15	%	
Mrdu =	**241000**	**kgm**	**> Msdu** OK

TAGLIO **Vsdu = 36649 kgm** x = 100 cm dall'appoggio

Nr. trefoli attivi per nervatura : 5
Acp per nervatura : 6.95 cmq

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature
trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = 55743 kg > Vsdu OK

Non necessaria armatura a taglio longitudinale

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA 0 - 90 cm

	Totale		
Carico di progetto	2553	kg/m	
Taglio	28720	kg	All'appoggio
Momento flettente	24814	kgm	x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICHE IN ESERCIZIO

	n°ferri	Diam.			
Armatura soletta	13	6	3.67	cmq	
Armatura superiore	13	6	3.67	cmq	
Armatura inferiore	2.00	22	14.90	cmq	1ϕ10 (ferri X) + 2ϕ22 (ferri A)
Posizione asse neutro			8.64	cm	
Inerzia 1^ fase			807849	cm4	
Inerzia 2^ fase			807849	cm4	
Tensione calcestruzzo getto			13.4	kg/cmq	
Tensione calcestruzzo tegolo			26.5	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			3748	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			14.90	cmq	OK

VERIFICHE SLU

FLESSIONE **Msdu = 34754 kgm** x = 90 cm dall'appoggio

Asse neutro : 2.7 cm
Deformazione cls compresso : 0.21 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 54757 kgm > Msdu OK

TAGLIO **Vsdu = 40225 kg** All'appoggio

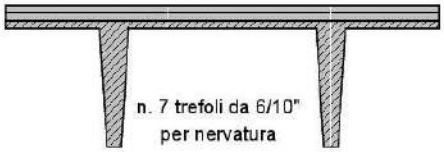
Inclinazione staffe α : **90** °
Inclin. puntoni cls θ : **22** °
Lato cls **V_{Rcd} : 105858 kg > Vsdu** OK

Bracci per nervatura : **2**
Diametro staffe : **8** mm
Passo staffe : **10** cm
Lato acciaio **V_{Rsd} : 157732 kg > Vsdu** OK

ELEMENTO : Tegolo H=95 cm - nerv.=16 cm - L=22.75 m

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Larghezza tegolo :	240	cm
Altezza tegolo :	95	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	90	cm
Larghezza nervatura inferiore :	16	cm
Spessore medio getto integrativo :	0	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2250	cm



Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 0.00 cm^2
Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 14.90 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio		γ	SLU fondam. freddo		Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'	
Peso proprio tegolo	1269	daN/m	1.30	1650	daN/m	1.00	1269	daN/m
Peso proprio getto	0	daN/m	1.30	0	daN/m	1.00	0	daN/m
Carico permanente	756	daN/m	1.50	1134	daN/m	1.00	756	daN/m
Carico accidentale	528	daN/m	1.50	792	daN/m	0.45	240	daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	226264 kgm		143324 kgm		
Mrdu =	252330 kgm	OK	228746 kgm		OK
Asse neutro :	7.1 cm		4.5 cm		
Deformazione cls compresso :	0.23 %		0.14 %		
Deformazione acciaio teso :	3.15 %		3.15 %		

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* 445 °C
fattore di riduzione *cls* 0.682

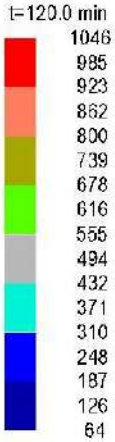
Verifica SENZA armatura trasversale a taglio : Vsdu =	40225 kg		25480 kg		
Vrd =	14133 kg		17512 kg		
	Necessaria armatura a taglio		*Necessaria armatura a taglio*		

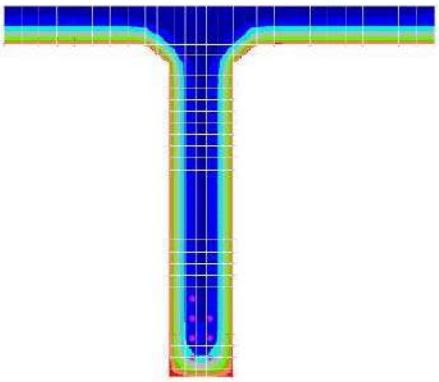
temperatura media *staffe* 590 °C
fattore di riduzione *acciaio* - *staffe* 0.501

Verifica CON armatura trasversale a taglio :		Vsdu =	40225 kg		25480 kg		
Bracci per nervatura :	2 cm	θ =	22 °		22 °		
Diametro staffe :	8 mm	Vrcd =	105858 kg	OK	127481 kg		OK
Passo staffe :	10 cm	Vrsd =	157732 kg	OK	90877 kg		OK
	10.05 cmq/m / nervatura						

temperatura media *armatura appoggio* 580 °C
fattore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* 0.532

Verifica tiro all'appoggio : Vsdu =	49780 kg		31532 kg		
Vrd =	58299 kg	OK	35668 kg		OK



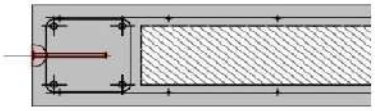


7.4 PANNELLI

COMMESSA : Compass_ Data Hall Building - SWP.28-LH
ELEMENTO : Pannello alleggerito - 1440 x 235 sp. 28 cm

GEOMETRIA :

Lunghezza :	1440	cm
Altezza :	235	cm
Spessore complessivo :	28	cm
Altezza sezione resistente :	28	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	23	cm
Larghezza media travetti :	20	cm



Crosta superiore :	5	cm
Alleggerimento :	18	cm
Crosta inferiore :	5	cm
Crosta inferiore :	5	cm

CARICHI :

		SLE		γ	SLU	
Caso 1:	Vento	110	kg/mq	1.5	165	kg/mq
					SLV	
Caso 2:	Sisma				81	kg/mq *

* **Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari (D.M.17/01/2018 - §.7.2.3)**

Momento di inerzia del pannello	J =	371843	cm^4
Periodo fondamentale del pannello	T_a =	0.356	s
Periodo fondamentale della costruzione	T_1 =	0.292	s
Quota copertura dallo zero sismico	H =	10.5	m
Quota baricentro pannello dallo zero sismico	Z =	9.325	m
Accelerazione massima del terreno (cat.A + T_1)	$a_{g.SLV}$ =	0.053	g
Fattore di amplificazione massima spettrale	F_0 =	2.677	
Categoria topografica		T1	
Categoria sottosuolo		C	
Coefficiente in funzione del terreno	S =	1.5	
Accelerazione massima sul pannello	S_a =	0.390	g
Fattore di struttura dell'elemento	q_a =	2	
Forza sismica orizzontale sul pannello	F_a =	2726	kg
Forza sismica orizzontale sul pannello al mq	f_a =	80.6	kg/mq

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right]$$

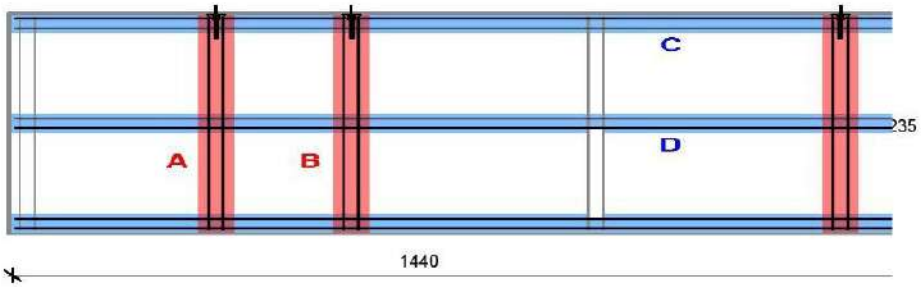
MATERIALI :

CALCESTRUZZO

R_{ck} =	40	N/mm²
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	33.20	N/mm²
f_{cm} =	41.20	N/mm²
f_{cd} =	18.81	N/mm²
f_{ctm} =	3.10	N/mm²
f_{ctk} =	2.17	N/mm²
f_{ctd} =	1.45	N/mm²
E_c =	33643	N/mm²

ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²
E_c =	210000	N/mm²



ARMATURA :

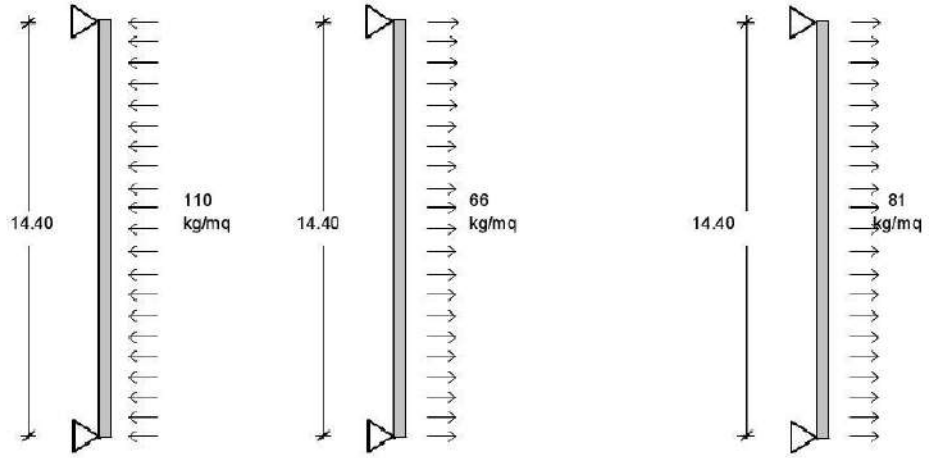
Rete sup	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	
Rete inf	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	

Travetto A	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto C**	As sup	3 Φ 14 =	4.62 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	3 Φ 14 =	4.62 cmq
Travetto B	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto D**	As sup	2 Φ 14 =	3.08 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	2 Φ 14 =	3.08 cmq

SCHEMA STATICO :

Caso 1 - (Vento): *Caso 2 - (Sisma):*

Caso 1a - Vento in dir. - X *Caso 1b - Vento in dir. + X*



VERIFICHE A FLESSIONE SLU* :

Momento in campata massimo	**Msdu+ =**	**10050**	**kgm**		
Asse neutro x :		1.4	cm		
Deformazione cls compresso ε_C :		0.35	%		
Deformazione acciaio teso ε_S :		5.56	%		
	Mrdu+ =	**10821**	**kgm**	**>** **Msdu+**	OK

VERIFICA A TAGLIO (senza armatura a taglio)

(4.1.2.3.5.1 DM 17-01-2018)

bw =	60	cm			
d =	23	cm	κ=	1.93	
N_{ed} =	0	kg	A_s=	12.32	cm^2
A_c =	1380	cm^2	ρ=	0.89%	< 2%
σ_{cp} =	0.00	N/mm^2 ≤ (0.2 fcd)	v_{min}=	0.54	

Verifica cls

$$V_{Rd}' = \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} = 9903 \text{ kg}$$

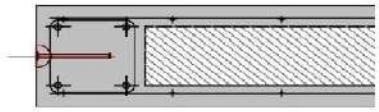
$$V_{Rd}'' = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 7476 \text{ kg}$$

V_{Rd} = max (V_{Rd}' ; V_{Rd}") = 9903 kg > Vsdu = 2792 kg OK

COMMESSA : Compass_ Data Hall Building - SWP.28-LV
ELEMENTO : Pannello alleggerito - 976 x 249 sp. 28 cm

GEOMETRIA :

Altezza :	976	cm
Larghezza :	249	cm
Spessore complessivo :	28	cm
Altezza sezione resistente :	28	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	23	cm
Larghezza media travetti :	20	cm



Crosta superiore :	5	cm
Alleggerimento :	18	cm
Crosta inferiore :	5	cm
Crosta inferiore :	5	cm

CARICHI :

		SLE		γ	SLU	
Caso 1:	Vento	110	kg/mq	1.5	165	kg/mq
					SLV	
Caso 2:	Sisma				55	kg/mq *

* **Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari (D.M.17/01/2018 - §.7.2.3)**

Momento di inerzia del pannello	J =	390650	cm^4
Periodo fondamentale del pannello	T_a =	0.163	s
Periodo fondamentale della costruzione	T_1 =	0.292	s
Quota copertura dallo zero sismico	H =	10.5	m
Quota baricentro pannello dallo zero sismico	Z =	5.62	m
Accelerazione massima del terreno (cat.A + T_1)	$a_{g.SLV}$ =	0.053	g
Fattore di amplificazione massima spettrale	F_0 =	2.677	
Categoria topografica		T1	
Categoria sottosuolo		C	
Coefficiente in funzione del terreno	S =	1.5	
Accelerazione massima sul pannello	S_a =	0.267	g
Fattore di struttura dell'elemento	q_a =	2	
Forza sismica orizzontale sul pannello	F_a =	1325	kg
Forza sismica orizzontale sul pannello al mq	f_a =	54.5	kg/mq

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right]$$

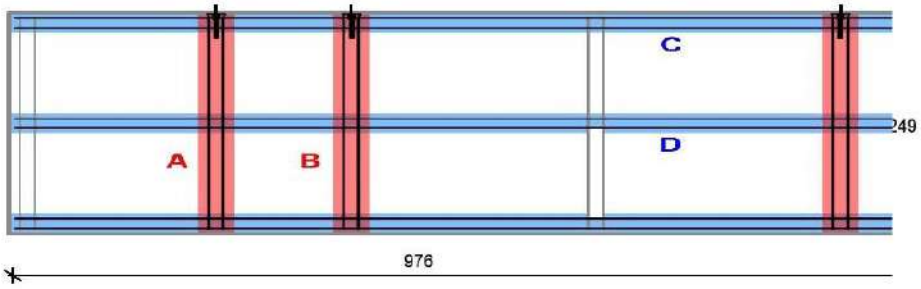
MATERIALI :

CALCESTRUZZO

R_{ck} =	40	N/mm^2
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	33.20	N/mm^2
f_{cm} =	41.20	N/mm^2
f_{cd} =	18.81	N/mm^2
f_{ctm} =	3.10	N/mm^2
f_{ctk} =	2.17	N/mm^2
f_{ctd} =	1.45	N/mm^2
E_c =	33643	N/mm^2

ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm^2
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm^2
E_c =	210000	N/mm^2



ARMATURA :

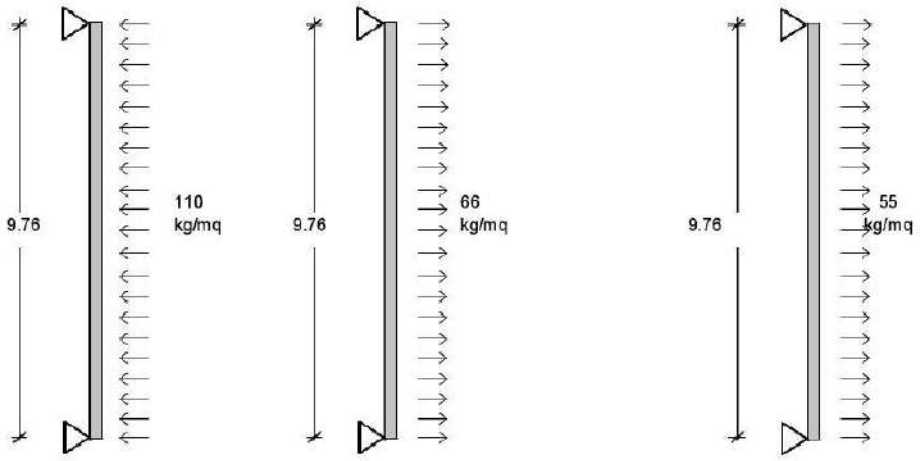
Rete sup	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	
Rete inf	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	

Travetto A	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto C**	As sup	2 Φ 12 =	2.26 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	2 Φ 12 =	2.26 cmq
Travetto B	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto D**	As sup	2 Φ 12 =	2.26 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	2 Φ 12 =	2.26 cmq

SCHEMA STATICO :

Caso 1 - (Vento): *Caso 2 - (Sisma):*

Caso 1a - Vento in dir. - X *Caso 1b - Vento in dir. + X*



VERIFICHE A FLESSIONE SLU* :

Momento in campata massimo	**Msdu+ =**	**4892**	**kgm**	
Asse neutro x :		0.8	cm	
Deformazione cls compresso ε_C :		0.24	%	
Deformazione acciaio teso ε_S :		6.75	%	
	Mrdu+ =	**6023**	**kgm** > **Msdu+**	OK

VERIFICA A TAGLIO (senza armatura a taglio)

(4.1.2.3.5.1 DM 17-01-2018)

bw =	60	cm			
d =	23	cm	κ=	1.93	
N_{ed} =	0	kg	A_s=	6.79	cm^2
A_c =	1380	cm^2	ρ=	0.49%	< 2%
σ_{cp} =	0.00	N/mm^2 ≤ (0.2 fcd)	v_{min} =	0.54	

Verifica cls

$$V_{Rd}' = \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} = 8118 \text{ kg}$$

$$V_{Rd}'' = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 7476 \text{ kg}$$

V_{Rd} = max (V_{Rd}' ; V_{Rd}'') = 8118 kg > Vsdu = 2005 kg OK

7.5 TRAVI PORTA-PANNELLI

COMMESSA :	**Compass (Redesco) - Data Hall Building SWP.28-FH**
OGGETTO :	**Verifica pannelli prefabbricati contro terra (travi porta pannello Support Building e Data Hall) - Caso con pannelli orizzontali**

GEOMETRIA MURO:

Larghezza muro in dir. ortogonale al disegno (B)	400	cm			
Geometria CONCIO "1" (H1 S1)	74.1	28		cm	
Geometria CONCIO "2" (H2 S2 D2)	0	0	0	cm	
Geometria CONCIO "3" (H3 S3 D3)	0	0	0	cm	
Geometria CONCIO "4" (H4 S4 D4)	0	0	0	cm	
Altezza cappa collaborante (HC)	0	cm			
Altezza muro sotto solaio (HS)	74	cm			
Altezza muro totale (HT)	74	cm			
Altezza terrapieno (HR)	0	cm			
Altezza fondazione (HF)	40	cm			
Eccentricità appoggio solaio (e)	0	cm			

MATERIALI MURO:

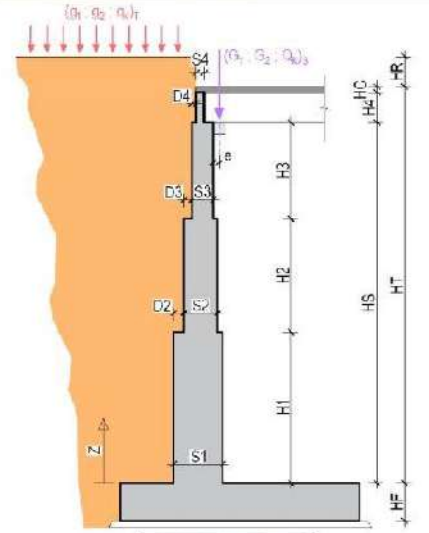
Calcestruzzo muro (R_{ck_M})	400	daN/cmq
Acciaio d'armatura muro (f_{yk})	4500	daN/cmq

AZIONI ELEMENTARI: (valori caratteristici)

A1) Peso proprio calcestruzzo (ρ_C)	2500	daN/mc	
A2) Peso proprio terrapieno (ρ_T)	2000	daN/mc	
A3) Perm. definiti sopra terrapieno ($g_{1,T}$)	0.1	daN/mq	
A4) Perm. non def. sopra terrapieno ($g_{2,T}$)	0	daN/mq	
A5) Variabili sopra terrapieno ($q_{K,T}$)	0	daN/mq	ψ_2 = 1.0
A6) Permanenti definiti solaio ($G_{1,S}$)	0	daN/m	
A7) Permanenti non definiti solaio ($G_{2,S}$)	0	daN/m	
A8) Variabili solaio ($Q_{K,S}$)	0	daN/m	ψ_2 = 0.8
A9) Accel. sismica di progetto SLV (a_g-S)	0.000	g	

TERRAPIENO:

Angolo d'attrito interno terrapieno ($\phi_{T,k}$)	-		
Coefficiente di spinta a riposo (K0)	0.81	-	
Spinta orizz. A2 ($H_{A2\_HT,k}$ $H_{A2\_HT+HF,k}$)	1779	4218	daN
Spinta orizz. A3-A4-A5 ($H_{A345\_HT,k}$ $H_{A345\_HT+HF,k}$)	0	0	daN
Coefficiente di riduzione accel. sismica (β_m)	1	-	
Coefficiente sismici SLV (k_h $\pm k_v$)	0	0	-
Spinta oriz. A9 con $k_v \downarrow$ ($H_{A9\downarrow\_HT}$ $H_{A9\downarrow\_HT+HF}$)	0	0	daN
Spinta oriz. A9 con $k_v \uparrow$ ($H_{A9\uparrow\_HT}$ $H_{A9\uparrow\_HT+HF}$)	0	0	daN



SPINTE ORIZZONTALI MAX.	su "HT"	su "HT+HF"	
SLU-A1	2313	5484	daN
SLE-RARA	1779	4218	daN
SLV	1779	4218	daN

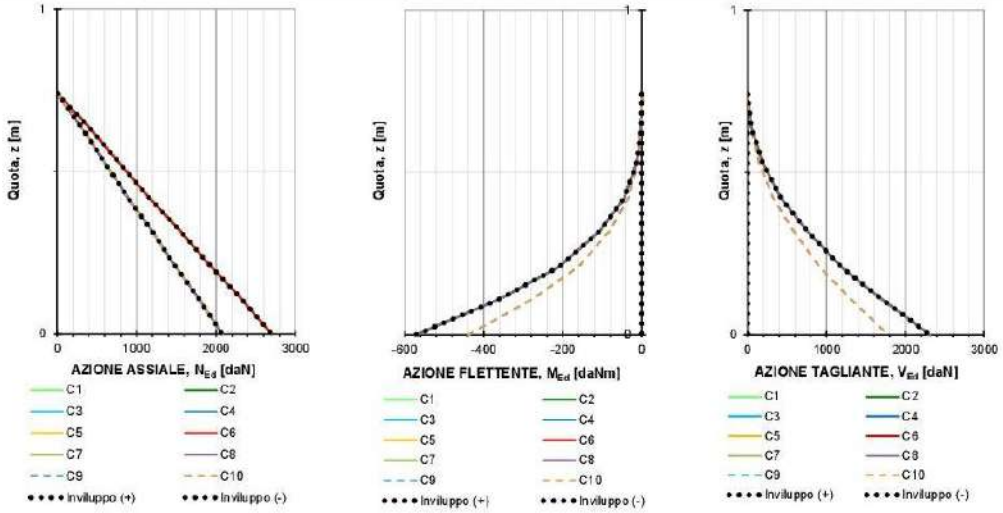
COMBINAZIONI DI CARICO:

	A1	A2 ↓	A2 →	A3 ↓	A3 →	A4 ↓	A4 →	A5 ↓	A5 →	A6	A7	A8	A9 $k_v\downarrow$	A9 $k_v\uparrow$
C1) SLU A1 n°1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50		
C2) SLU A1 n°2	1.30	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.30	1.50	1.50		
C3) SLU A1 n°3	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50		
C4) SLU A1 n°4	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.30	1.50	1.50		
C5) SLU A1 n°5	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.80	0.00		
C6) SLU A1 n°6	1.30	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.00	0.80	0.00		
C7) SLU A1 n°7	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.80	0.00		
C8) SLU A1 n°8	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.00	0.80	0.00		
C9) SLV 1 ($k_v\downarrow$)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	
C10) SLV 2 ($k_v\uparrow$)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80		1.00

VINCOLI:

Superiore (0 = carrello 1 = libero)	1	Quota vincolo:	0.74 m	(piano medio cappa)
Inferiore (0 = cerniera 0÷1 = semi-incastro; 1 = incastro)	1	Quota vincolo:	0.00 m	(base muro)

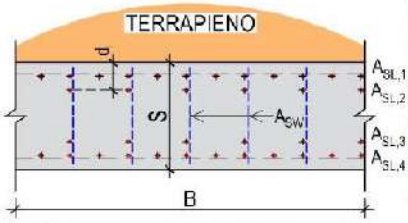
DIAGRAMMI DELLE AZIONI INTERNE



VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO

SEZIONE 1

QUOTA (z) = 0.00 m SPESSORE (S) = 0.28 m



NB: SE SI HANNO SOLO DUE LIVELLI DI ARMATURE A_{SL} COMPILARE I CAMPI "$A_{SL,1}$" e "$A_{SL,4}$"

Armature verticali (A_{SL})								d_i
$A_{SL,1}$	1	ϕ	16	+	ϕ	=	2.01 cmq	9.0 cm
$A_{SL,2}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,3}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,4}$	1	ϕ	16	+	ϕ	=	2.01 cmq	9.0 cm

N.B. Resistenza di 1 Ø16 equivalente a boccola Chryso RUR M20 con armatura integrativa

Armatura a taglio (A_{SW})									
Geom.	d	=	9.0	cm	con puntoni compressi ad inclinazione			θ =	45 °
$A_{SW,1}$	br. ϕ		10	con passo vert.	10	cm =	0.00 cmq/m	α =	90 °
$A_{SW,2}$	br. ϕ			con passo vert.		cm =	0.00 cmq/m	α =	°

Spinotti integrativi contro lo scorrimento ($A_{SL,INT}$)							
Mecc. di scorrimento possibile?	SI	→	1	ϕ	20	=	3.14 cmq

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

RUN

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	M_{Ed} [daNm]	$M_{Rd}(N_{Ed})$ [daNm]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	-571	-3345	OK	5.85
C2	2697	-571	-3345	OK	5.85
C3	2075	-571	-3259	OK	5.70
C4	2075	-571	-3259	OK	5.70
C5	2697	-571	-3345	OK	5.85
C6	2697	-571	-3345	OK	5.85
C7	2075	-571	-3259	OK	5.70
C8	2075	-571	-3259	OK	5.70
C9	2075	-440	-3259	OK	7.42
C10	2075	-440	-3259	OK	7.42

VERIFICA A TAGLIO

Resistenza a taglio sufficiente SENZA armature trasversali

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	$V_{Rd\_NN\ ARM.\ A.T.}$ [daN]	$V_{Rd\_ARM.\ A.T.}$ [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C2	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C3	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C4	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C5	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C6	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C7	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C8	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C9	2075	1779	20635	-	OK	>10
C10	2075	1779	20635	-	OK	>10

VERIFICA A SCORRIMENTO

Resistenza a scorrimento sufficiente SENZA spinotti integrativi

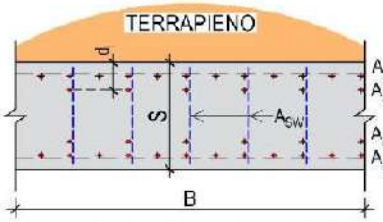
Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	V_{dd} (*) [daN]	V_{id} [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C2	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C3	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C4	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C5	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C6	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C7	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C8	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C9	2075	1779	3898	3093	OK	3.93
C10	2075	1779	3898	3093	OK	3.93

(*) = Il contributo offerto dall "effetto spinotto V_{dd}" alla resistenza a scorrimento computa:
- le armature verticali "A_{SL}" (solo la quota parte risultante in eccesso dalla precedente verifica a presso-flessione);
- gli spinotti integrativi "$A_{SL,INT}$" (solo se risultanti necessari).

VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO

SEZIONE 2

QUOTA (z) = 0.00 m SPESSORE (S) = 0.28 m



NB: SE SI HANNO SOLO DUE LIVELLI DI ARMATURE A_{SL} COMPILARE I CAMPI "$A_{SL,1}$" e "$A_{SL,4}$"

Armature verticali (A_{SL})								d_i
$A_{SL,1}$	2	ϕ	12	+	ϕ	=	2.26 cmq	6.0 cm
$A_{SL,2}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,3}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,4}$	2	ϕ	12	+	ϕ	=	2.26 cmq	6.0 cm

Armatura a taglio (A_{SW})									
Geom.	d	=	9.0	cm	con puntoni compressi ad inclinazione			θ =	45 °
$A_{SW,1}$	0	br. ϕ	10	con passo vert.	10	cm =	0.00 cmq/m	α =	90 °
$A_{SW,2}$		br. ϕ		con passo vert.		cm =	0.00 cmq/m	α =	°

Spinotti integrativi contro lo scorrimento (A_{SJ_INT})					
Mecc. di scorrimento possibile?	NO	→	ϕ	=	0.00 cmq

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

RUN

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	M_{Ed} [daNm]	$M_{Rd}(N_{Ed})$ [daNm]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	-571	-4244	OK	7.43
C2	2697	-571	-4244	OK	7.43
C3	2075	-571	-4159	OK	7.28
C4	2075	-571	-4159	OK	7.28
C5	2697	-571	-4244	OK	7.43
C6	2697	-571	-4244	OK	7.43
C7	2075	-571	-4159	OK	7.28
C8	2075	-571	-4159	OK	7.28
C9	2075	-440	-4159	OK	9.46
C10	2075	-440	-4159	OK	9.46

VERIFICA A TAGLIO

Resistenza a taglio sufficiente SENZA armature trasversali

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	$V_{Rd\_NN\ ARM.\ A\ T.}$ [daN]	$V_{Rd\_ARM.\ A\ T.}$ [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C2	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C3	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C4	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C5	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C6	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C7	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C8	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C9	2075	1779	20635	-	OK	>10
C10	2075	1779	20635	-	OK	>10

VERIFICA A SCORRIMENTO

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	V_{dd} (*) [daN]	V_{ni} [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	-	-	-	-
C2	2697	2313	-	-	-	-
C3	2075	2313	-	-	-	-
C4	2075	2313	-	-	-	-
C5	2697	2313	-	-	-	-
C6	2697	2313	-	-	-	-
C7	2075	2313	-	-	-	-
C8	2075	2313	-	-	-	-
C9	2075	1779	-	-	-	-
C10	2075	1779	-	-	-	-

(*) = Il contributo offerto dall "effetto spinotto V_{dd}" alla resistenza a scorrimento computa:
- *le armature verticali "A_{SL}" (solo la quota parte risultante in eccesso dalla precedente verifica a presso-flessione);*
- *gli spinotti integrativi "A_{SJ_INT}" (solo se risultanti necessari).*

NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A03-SUPPORT BUILDING

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	DP	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	DP	MEG

Sommario

1 PREMESSA 4
1.1 Oggetto del documento 4
2 MODELLO DI CALCOLO 5
2.1 Schematizzazioni statiche 5
2.2 CODICE DI CALCOLO FEM 6
2.3 Criteri di modellazione FEM 7
2.4 Condizioni di carico elementari 9
2.5 Condizioni di carico generate dall'analisi sismica 9
2.6 Casi di carico (combinazioni di tutte le condizioni di carico) 10
3 RISULTATI PRINCIPALI 13
3.1 Analisi sismica (analisi lineare dinamica) 13
4 VERIFICHE GENERALI 24
4.1 Verifica della deformabilità torsionale dell'edificio 24
4.2 Verifica degli effetti del second'ordine all'SLV 24
4.2.1 Verifica degli spostamenti SLV 25
4.2.2 Verifica degli spostamenti SLD 25
4.2.3 Verifica dei giunti strutturali 25
4.2.4 Verifica degli spostamenti all'SLE con vento predominante 26
5 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI 27
5.1 Verifiche di sicurezza SLE e SLU/SLV 27
5.2 Verifiche di duttilità SLC 27
5.2.1 Verifiche di resistenza all'SLD 27

6 ESAME DEI RISULTATI E CONTROLLI 27
6.1 Valutazione della correttezza del modello 27
6.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 27
7 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI 28
7.1 Pilastri 28
7.2 Travi 32
7.2.1 Travi “TL” 32
7.2.2 Travi “R” 38
7.3 Copponi 41
7.4 Pannelli a taglio termico 44
7.5 Travi Porta-pannelli 46

1 PREMESSA

1.1 OGGETTO DEL DOCUMENTO

Il presente documento costituisce la Relazione di Calcolo Generale delle strutture prefabbricate in c.a.v./c.a.p. di un nuovo edificio denominato “SUPPORT” situato nel comune di Noviglio (MI).

- Fondazioni:
  - per i pilastri prefabbricati in c.a.v.: plinti di fondazione su pali in c.a. da eseguire in opera, provvisti di armatubo con sistema misto tipo “Peikko” e barre di armatura verticali fuoriuscenti dal piede dei pilastri ([1]) da infilare/inghisate ([2]) nella fondazione;

- Elementi strutturali verticali primari (portanti carichi verticali e sismo-resistenti):
  - pilastri prefabbricati in c.a.v. con sezione 50x70.

- Copertura:
  - orditura primaria: travi prefabbricate in c.a.p. con sezione a “L” (altezza=120 cm, anima=40 cm) vincolate meccanicamente agli appoggi ([3]) mediante barre in acciaio ad aderenza migliorata B450C o filettate cl. 8.8 infilate/inghisate ([2]) in armatubo predisposti in sommità ai pilastri prefabbricati;
  - orditura secondaria: tegoli in c.a.p. tipo “TT” (altezza=95 cm) con getto integrativo collaborante sul perimetro dell’edificio, collegati alle travi mediante quest’ultimo;
- Elementi costruttivi non strutturali:
  - pannelli prefabbricati in c.a.v. di tamponamento, con sviluppo verticale in appoggio diretto sulle strutture di fondazione e trattenuti dalle strutture prefabbricate portanti mediante opportuni inserti meccanici;
  - **(*)** portoni/serramenti;
  - **(*)** pacchetto impalcato/copertura;
  - **(*)** impianti e carichi appesi.

(*) = Elementi strutturali e non strutturali, la cui progettazione specifica non è cura del sottoscritto, che tuttavia sono stati tenuti in conto nella modellazione/progettazione dell’edificio.

[1] Collegamento di tipo “C” [D.M.17/01/2018, Par.7.4.5.2.1 e Tab.7.2.I].

[2] Inghisaggio mediante malta cementizia colabile/espansiva ad alte prestazioni.

[3] Collegamento di tipo “fisso” con γ_{Rd} = 1.2 [D.M.17/01/2018, Par.7.4.5.2.1 e Tab.7.2.I].

2 MODELLO DI CALCOLO

Al presente paragrafo, si illustrano le schematizzazioni statiche ed i modelli di calcolo e la modellazione FEM definiti per la progettazione strutturale del fabbricato analizzato.

2.1 SCHEMATIZZAZIONI STATICHE

Il calcolo strutturale dell'edificio in oggetto è stato impostato facendo riferimento ai seguenti schemi statici:

- strutture di fondazione: plinti di fondazione su pali che costituisce vincolo di incastro per gli elementi verticali che vi si innestano;
- elementi strutturali verticali primari: mensole isostatiche incastrate al piede;
- elementi strutturali verticali secondari: bielle verticali;
- elementi strutturali orizzontali: travi isostatiche incernierate alle estremità;
- elementi costruttivi non strutturali: pesi/masse opportunamente posizionati;
- carichi di progetto: pesi/masse opportunamente posizionati.

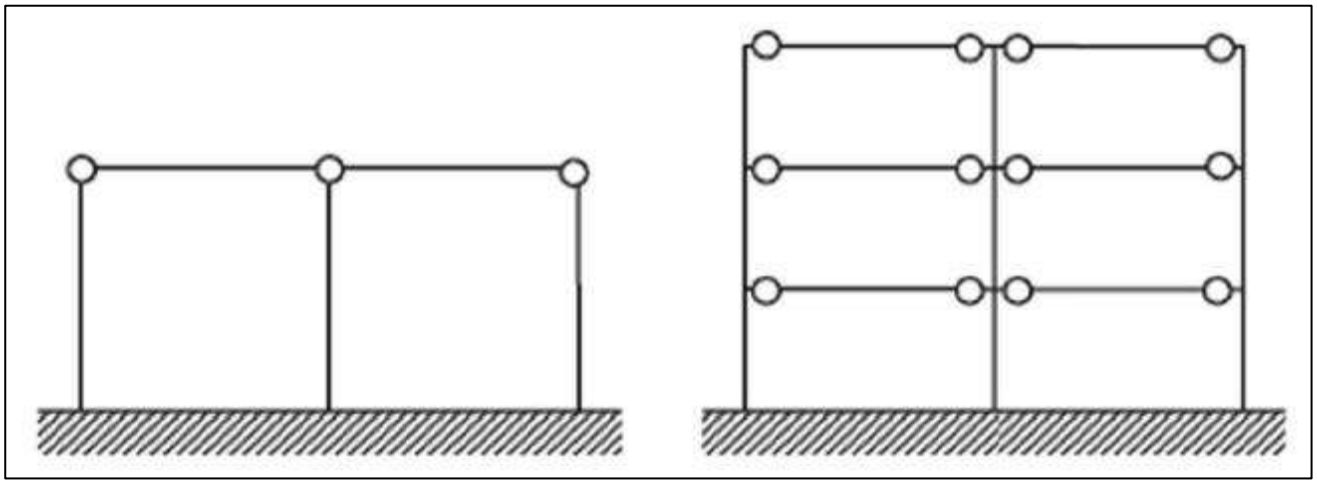


Figura 1 – Schema statico tipologico per "strutture prefabbricate con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati".

2.2 CODICE DI CALCOLO FEM

Per il calcolo delle sollecitazioni si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico e al seguente programma di calcolo agli elementi finiti:

DOLMEN WIN (R), versione 18 del 2018, prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Tale codice di calcolo è sviluppato in ambiente Windows e scritto utilizzando i linguaggi Fortran.

Permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi finiti modellabili sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica. Il software permette un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura in campo elastico lineare, ed è in grado di tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. È possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

L' affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un’ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

2.3 CRITERI DI MODELLAZIONE FEM

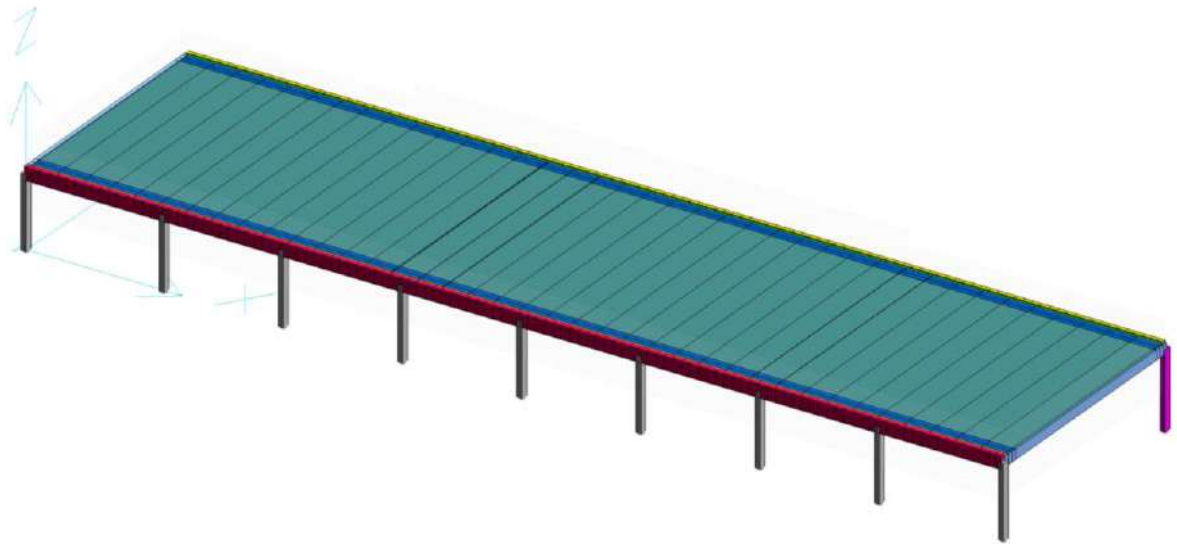


Figura 2. Modello FEM, in visualizzazione solid.

In accordo alle schematizzazioni statiche esposte al paragrafo 2.1, le strutture portanti del fabbricato in oggetto sono analizzate mediante un modello FEM tridimensionale, illustrato nella figura precedente, sviluppato facendo riferimento ai criteri generali elencati a seguire:

- I pilastri e le travi prefabbricati in c.a.v./c.a.p. sono stati modellati mediante elementi finiti mono-dimensionali;
- i tegoli prefabbricati in c.a.p. sono stati modellati mediante elementi finiti monodimensionali, i carichi sono stati introdotti come carico di solaio con orditura monodirezionale ortogonale ai tegoli; i getti integrativi sono stati simulati mediante elementi bi-dimensionali “a membrana” (rigidezza flessionale fuori-piano nulla);
- i vincoli assoluti e gli svincoli relativi sono stati definiti puntualmente:
  - pilastri prefabbricati in c.a.v.: incastri assoluti al piede (quota di collegamento tra i pilastri ed i plinti);
  - travi prefabbricate in c.a.p.: svincoli flessionali e torsionale alle estremità;
  - tegoli prefabbricati in c.a.p.: svincoli flessionali e torsionale alle estremità;
  - appoggi di tipo “mobile”: carrelli assoluti verticali;
- in conformità alle NTC2018 (D.M. 17/01/2018, Par.7.2.6), le rigidezze flessionali e taglianti degli elementi sismo-resistenti in c.a. sono state opportunamente ridotte (in funzione del grado di compressione), per tener conto della fessurazione in condizioni sismiche:

  - pilastri prefabbricati in c.a.v.: rigidezze ridotte al 75% sia all'SLV che all'SLD[4] ;
  - travi in c.a.p.: rigidezze mantenute al 100% (trattasi di elementi incernierati alle estremità, che non collaborano a costituire un telaio sismo-resistente con trasferimento dei momenti flettenti ai nodi);
- lo zero sismico è stato posto alla quota di incastro dei pilastri nei plinti;
- i carichi di impalcato sono stati introdotti come carichi di solaio monodirezionale con orditura tale da tradursi in carico al metro lineare lungo gli elementi di orditura primaria;
- gli elementi non strutturali non sono stati modellati, bensì sono stati introdotti come pesi/masse opportunamente posizionati;
- l'azione del vento è stata simulata come azione statica orizzontale;
- l'azione sismica è stata simulata eseguendo analisi dinamiche lineari conformi alle attuali NTC2018 per ciascuno degli spettri di progetto.

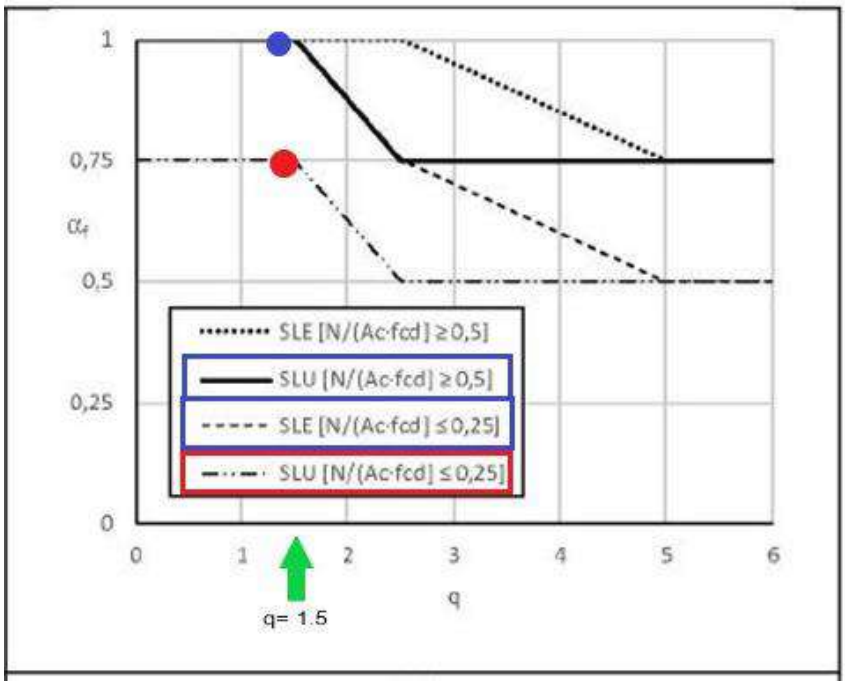


Figura 3.Quantificazione dei coefficienti di riduzione delle rigidezze elastiche per gli elementi sismo-resistenti in c.a. (Circ.Min. 21/01/2019 n°7, Fig.C7.2.5).

[4] Come illustrato in Figura 3, le rigidezze elastiche SLE potrebbero essere ridotte in minor misura rispetto che agli SLU; tuttavia, considerare agli SLE le medesime rigidezze elastiche considerate agli SLU risulta conservativo poiché penalizza le verifiche SLE in termini di spostamenti.

2.4 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

A seguire, si elencano le condizioni di carico elementari definite per le analisi FEM.

- 001) Peso_Proprio [Peso proprio]
- 002) Getto_Integrativo [Peso proprio]
- 003) Permanente [Permanente]
- 004) Variabile [Permanente]
- 005) Dilatazioni_termiche [Variazioni Termiche]
- 006) Vento+X [Vento X]
- 007) Vento-X [Vento X]
- 008) Vento+Y [Vento Y]
- 009) Vento-Y [Vento Y]
- 010) Tampo_solo_massa [Altro ...]
- 011) Neve [Neve (<1000m slm)]

2.5 CONDIZIONI DI CARICO GENERATE DALL'ANALISI SISMICA

A seguire, si elencano le condizioni di carico generate dall'analisi sismica, che vanno ad aggiungersi alle condizioni di carico elementari elencate al paragrafo precedente.

Si specifica che, tra tutti i modi di vibrare calcolati dall'analisi sismica, si sono considerati solo gli autovettori significativi in virtù delle prescrizioni di cui a D.M. 17/01/2018 Par.7.3.3.1:

- modi di vibrare con massa partecipante superiore al 5%;
- numero di modi di vibrare tale per cui la massa partecipante complessiva sia superiore all'85%.

- 012) Autovett_001_(X) [Modo proprio X]
- 013) Autovett_001_(Y) [Modo proprio Y]
- 014) Autovett_002_(X) [Modo proprio X]
- 015) Autovett_002_(Y) [Modo proprio Y]
- 016) Autovett_003_(X) [Modo proprio X]
- 017) Autovett_003_(Y) [Modo proprio Y]
- 018) Autovett_004_(X) [Modo proprio X]
- 019) Autovett_004_(Y) [Modo proprio Y]
- 020) Autovett_005_(X) [Modo proprio X]
- 021) Autovett_005_(Y) [Modo proprio Y]
- 022) Autovett_006_(X) [Modo proprio X]
- 023) Autovett_006_(Y) [Modo proprio Y]
- 024) Sisma_X [Sisma X SLU (st lin)]
- 025) Sisma_Y [Sisma Y SLU (st lin)]
- 026) Torcente_add._X [Torcente addiz X SLU]
- 027) Torcente_add._Y [Torcente addiz Y SLU]

2.6 CASI DI CARICO (COMBINAZIONI DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO)

A seguire, si elencano i casi di carico, ossia le combinazioni di tutte le condizioni di carico di cui è necessario tenere in considerazione in accordo con le normative vigenti.

Tabella 1.Descrizione dei casi di carico (combinazioni delle condizioni di carico elementari e sismiche).

n° CASO	n° sestetti	Descrizione	Tipo di combinazione	Descrizione per esteso
1	2	*SLU A1_1*	**SLU, combinazione fondamentale**	Carichi caratteristici amplificati mediante i coefficienti parziali per le azioni "**A1**" [D.M. 17/01/2018, Tab.2.6.I]. Azione orizzontale principale: **DILATAZIONI TERMICHE**
2	2	*SLU A1_2*		
3	2	*SLU A1_3*		
4	2	*SLU A1_4*		
5	2	*SLU A1_5*		Carichi caratteristici amplificati mediante i coefficienti parziali per le azioni "**A1**" [D.M. 17/01/2018, Tab.2.6.I]. Azione orizzontale principale: **VENTO**
6	2	*SLU A1_6*		
7	2	*SLU A1_7*		
8	2	*SLU A1_8*		
9	2	*SLE rara_1*	**SLE, combinazione rara**	Carichi caratteristici non amplificati. Azione orizzontale principale: **DILATAZIONI TERMICHE**
10	2	*SLE rara_2*		
11	2	*SLE rara_3*		
12	2	*SLE rara_4*		
13	2	*SLE rara_5*		Carichi caratteristici non amplificati. Azione orizzontale principale: **VENTO**
14	2	*SLE rara_6*		
15	2	*SLE rara_7*		
16	2	*SLE rara_8*		
17	1	*SISMA SLV X*	**Effetti azione sismica SLV**	Combinazione CQC degli autovettori calcolati con lo spettro di progetto SLV
18	1	*SISMA SLV Y*		
19	16	*SLV con sisma in X principale*	**SLV Combinazioni sismiche SLV**	Effetti azione sismica SLV, amplificati se necessario mediante **1/(1-θ)** [D.M. 17/01/2018, Par.7.3.1], quindi combinati con i concomitanti carichi verticali da combinazione sismica
20	16	*SLV con sisma in Y principale*		
21	16	*SLD con sisma in X principale*	**SLD Combinazioni sismiche SLD**	Effetti azione sismica SLD (derivati riducendo gli effetti SLV per un opportuno fattore di scala, calcolato come rapporto tra gli spettri di progetto SLD e SLV) combinati con i concomitanti carichi verticali da combinazione sismica
22	16	*SLD con sisma in Y principale*		

Nel seguito, si riportano i casi di carico implementati nel software di calcolo FEM in coerenza a quanto descritto qualitativamente nella tabella precedente:

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE				CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU STR A1_T V+x	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				5	Vento_+X	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
2	SLU STR A1_T V-x	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				6	Vento_-X	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
3	SLU STR A1_T V+y	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				7	Vento_+Y	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
4	SLU STR A1_T V-y	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
				8	Vento_-Y	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
5	SLU STR A1_V+x T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				5	Vento_+X	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
6	SLU STR A1_V-x T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				6	Vento_-X	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
7	SLU STR A1_V+y T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				7	Vento_+Y	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
8	SLU STR A1_V-y T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				8	Vento_-Y	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
9	SLE rara_T V+x	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				5	Vento_+X	.600	+		
				10	Neve	.500	+		
				9	Tamponamenti	1.000	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-		
10	SLE rara_T V-x	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-		
				6	Vento_-X	.600	+		
				10	Neve	.500	+		
				9	Tamponamenti	1.000	+		
11	SLE rara_T V+y	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				7	Vento_+Y	.600	+		
				10	Neve	.500	+		

				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-				
12	SLE rara_T V-y	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				8	Vento_-Y	.600	+				
				10	Neve	.500	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-				
13	SLE rara_V+x T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				5	Vento_+X	1.000	+				
				10	Neve	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-				
14	SLE rara_V-x T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				6	Vento_-X	1.000	+				
				10	Neve	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-				
15	SLE rara_V+y T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				7	Vento_+Y	1.000	+				
				10	Neve	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-				
16	SLE rara_V-y T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				8	Vento_-Y	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				10	Neve	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-				
17	SISMAX SLU	NONUT	somma	12	Autovett_001_(X)	1.000	quad				
				13	Autovett_002_(X)	1.000	quad				
				15	Autovett_003_(X)	1.000	quad				
				19	Torcente_add._X	1.000	+/-				
18	SISMAY SLU	NONUT	somma	14	Autovett_002_(Y)	1.000	quad				
				16	Autovett_003_(Y)	1.000	quad				
				20	Torcente_add._Y	1.000	+/-				
19	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	17	1.164		
				2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.300		
				3	Permanenti	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
20	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	18	1.000		
				2	Getto_integrativo	1.000	+	17	.349		
				3	Permanenti	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
21	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	17	.439		
				2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.132		
				3	Permanenti	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
22	SLD con SISMAY PRINC	SLD	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	18	.439		
				2	Getto_integrativo	1.000	+	17	.132		
				3	Permanenti	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				

3 RISULTATI PRINCIPALI

Nei paragrafi successivi si espongono i risultati ottenuti tramite la modellazione ad elementi finiti condotta per l'edificio preso in esame.

3.1 ANALISI SISMICA (ANALISI LINEARE DINAMICA)

A seguire, si riportano i risultati più significativi dell'analisi sismica (analisi lineare dinamica), condotta considerando le masse sismiche di cui alla combinazione di carico, illustrata nella precedente trattazione.

```
ANALISI DINAMICA                                  lavoro :\COMSB2

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
Assi di vibrazione:   X   Y
Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio  sito in località  NOVIGLIO ( long. 9.069   lat. 45.357500 )

Categoria del suolo di fondazione  = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500

Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000

S   =  1.500

Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni

Coefficiente d'uso CU           = 1.5

Periodo di riferimento VR       = 75.0

PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %

Tempo di ritorno                = 711

Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0


Valori risultanti per :
ag  0.531  [g/10]
Fo  2.676
TC* 0.291


Fattore di comportamento q         = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.439


CONDIZIONI DI RIFERIMENTO   COEFFICIENTE       PESO RISULTANTE
                                                      [kN]
                1.                 1.000           15825.560
                2.                 1.000               0.000
                3.                 1.000            6775.484
```

9.	1.000	0.000
11.	1.000	2914.639

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO	MASSA ATTIVATA		
	[sec]	%X	%Y	%Z
1	1.602884	99.847	0.000	0.000
2	1.168120	0.007	96.515	0.000
3	1.124504	0.141	3.413	0.000
MASSA TOTALE		99.994	99.928	0.000

Nelle immagini a seguire sono riportate le deformate corrispondenti ai modi di vibrare principali.

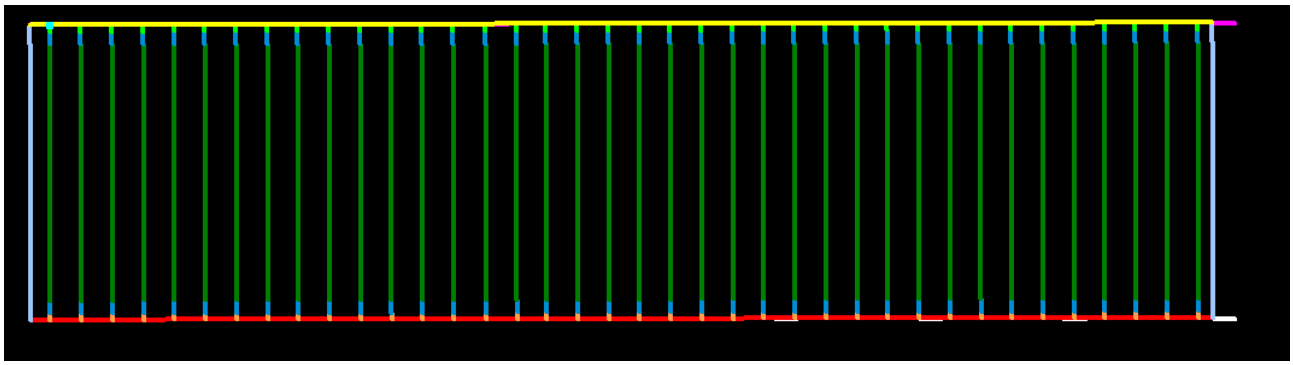


Figura 4 – Deformata relativa al primo modo di vibrare (Vista dall'alto) – T=1.602884 s.

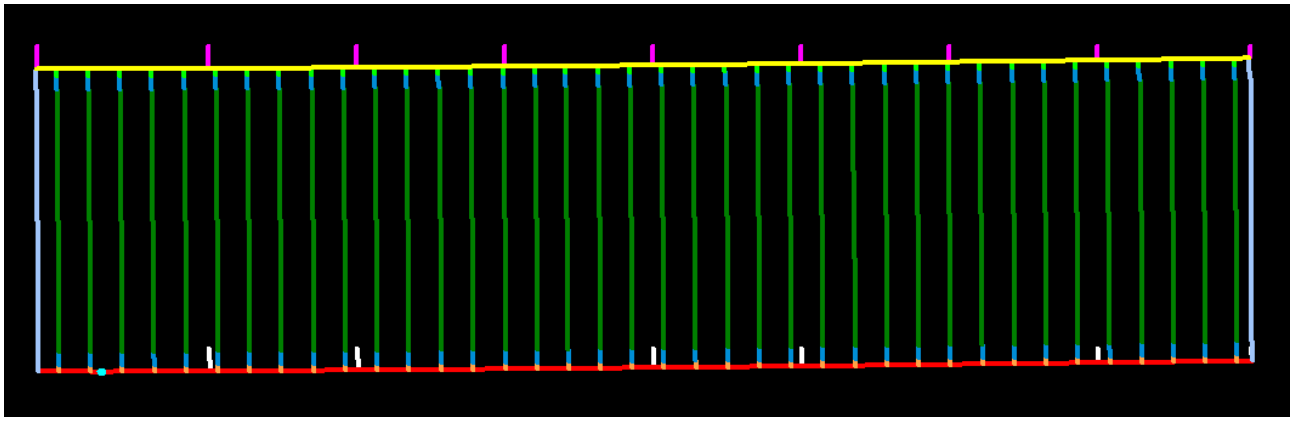


Figura 5 – Deformata relativa al secondo modo di vibrare(vista dall'alto) – T=1.168120 s.

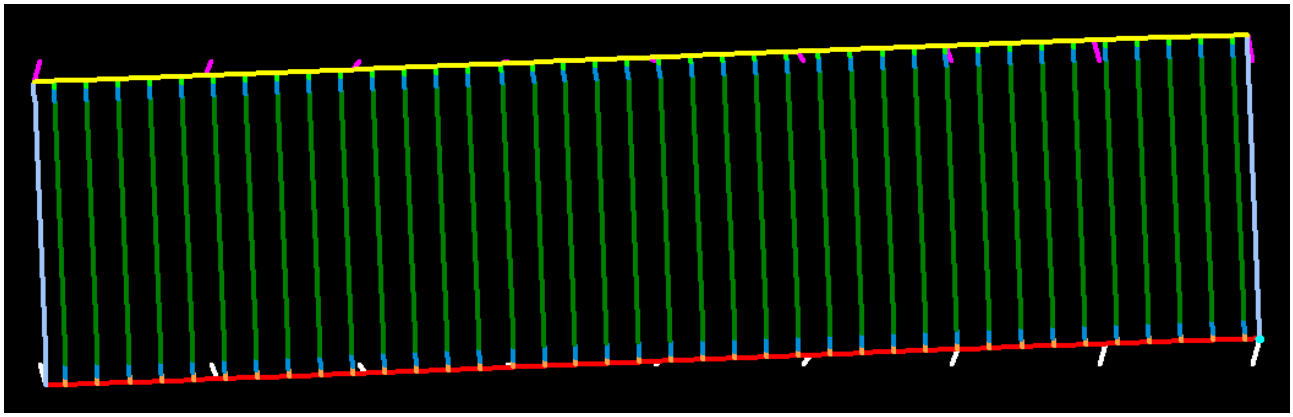
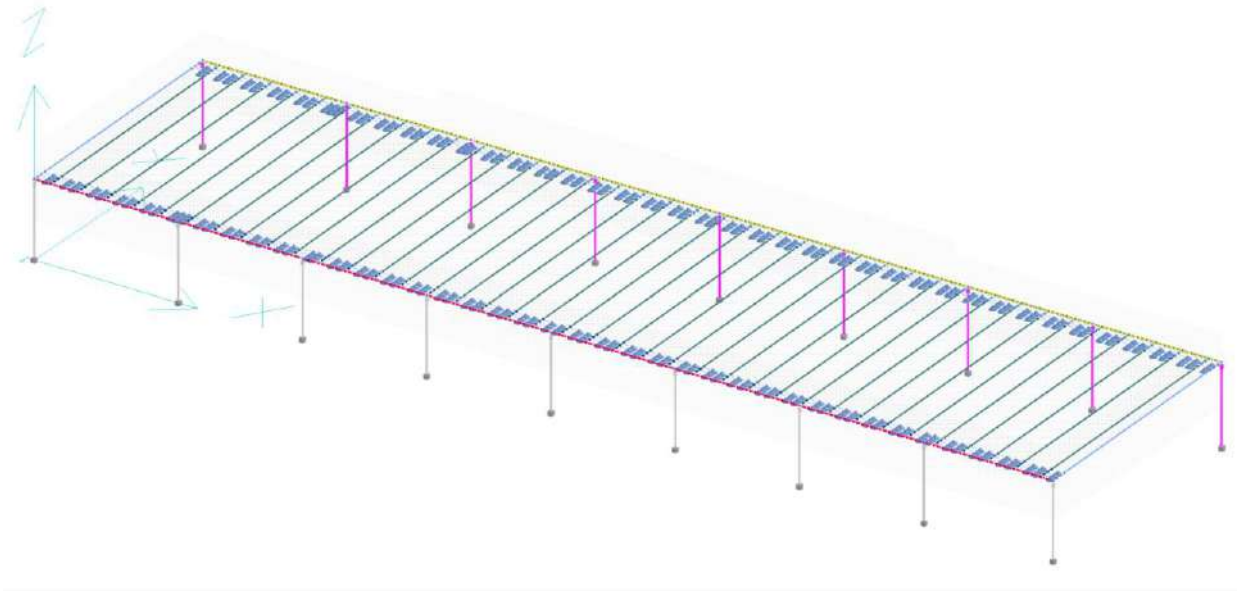


Figura 6 – Deformata realtiva al terzo modo di vibrare (vista dall'alto) – T=1.24504 s.

Nelle immagini a seguire sono riportate le sollecitazioni ottenute dalla modello di calcolo implementato.



Modello FEM: complessivo (modalità di visualizzazione "wireframe").

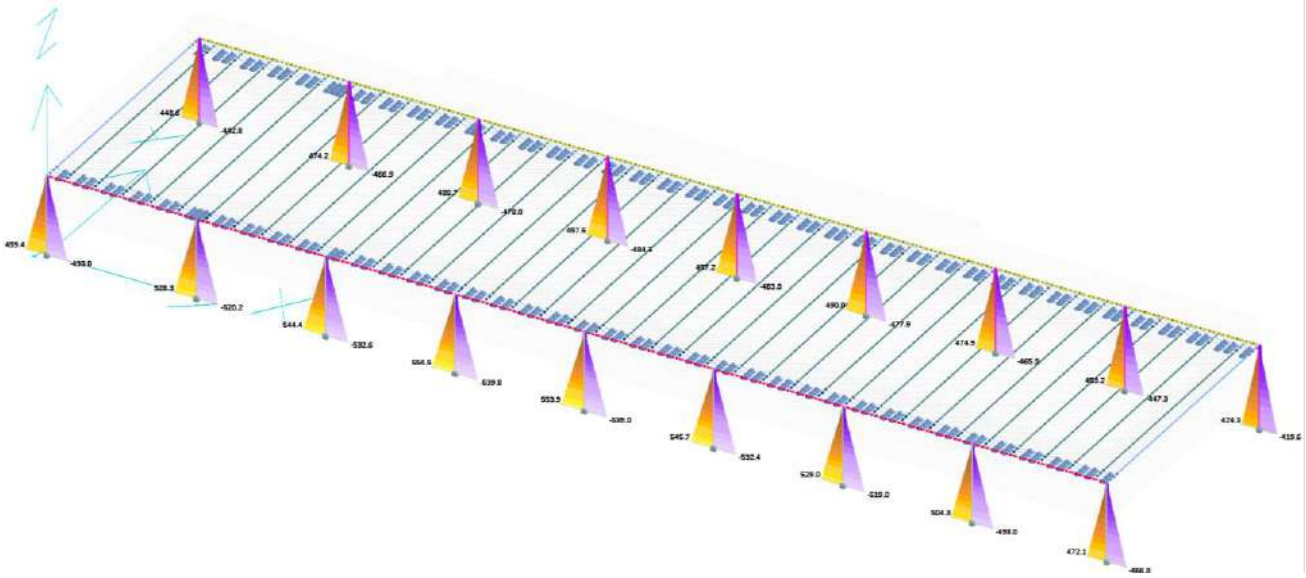


Figura 7 – Momenti Mxx SLU.

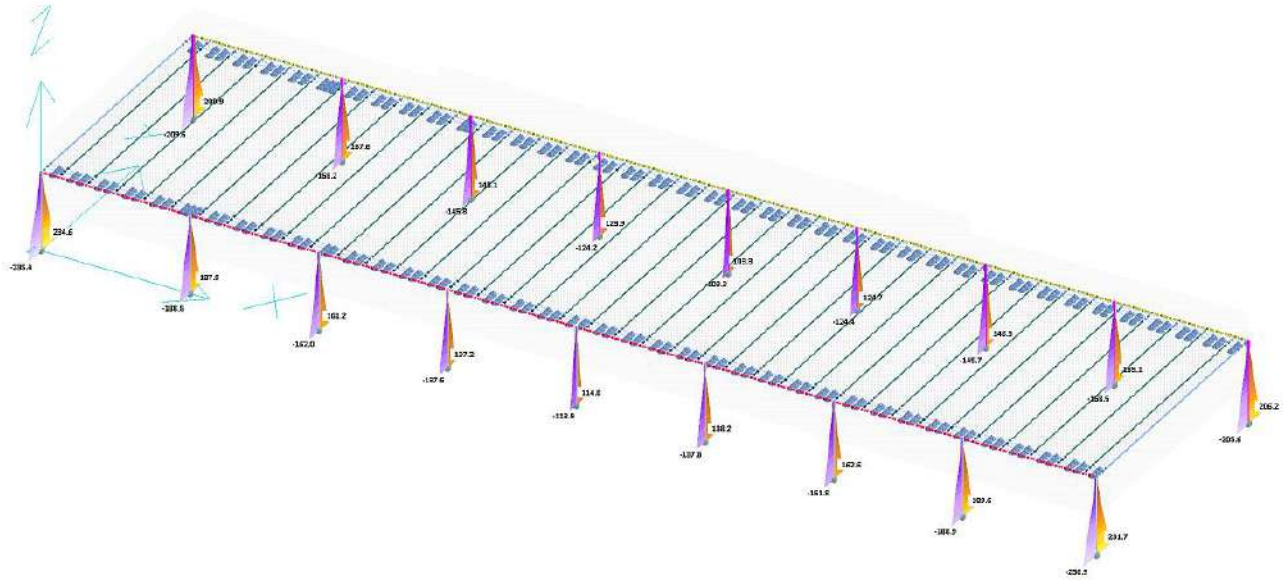


Figura 8 – Momenti Myy SLU.

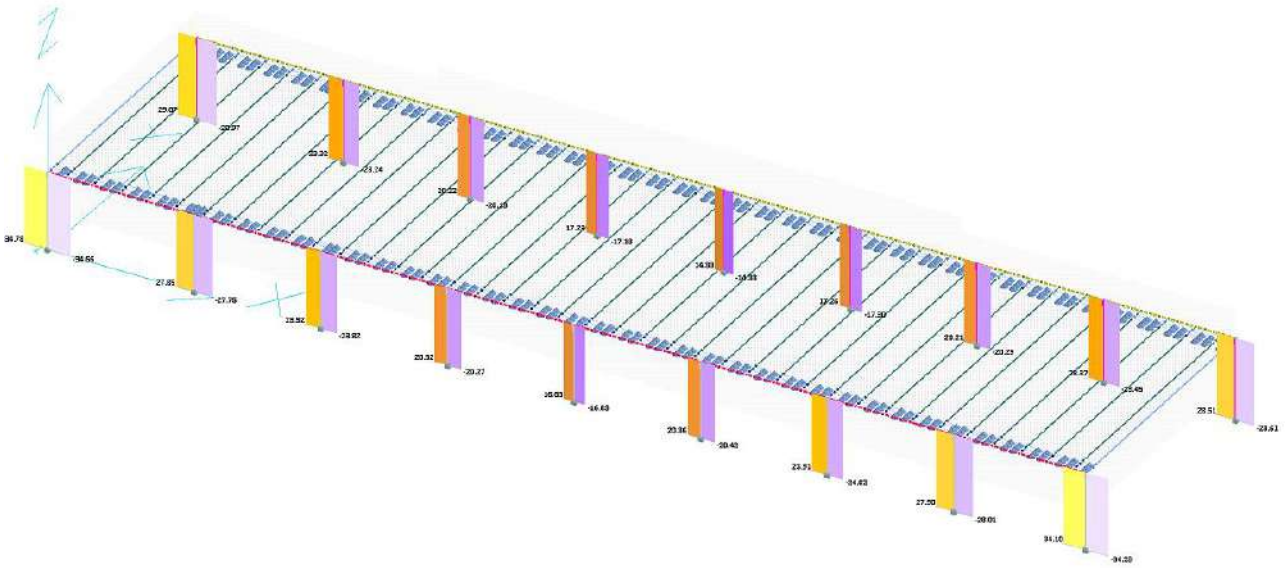


Figura 9 – Taglio Tx SLU.

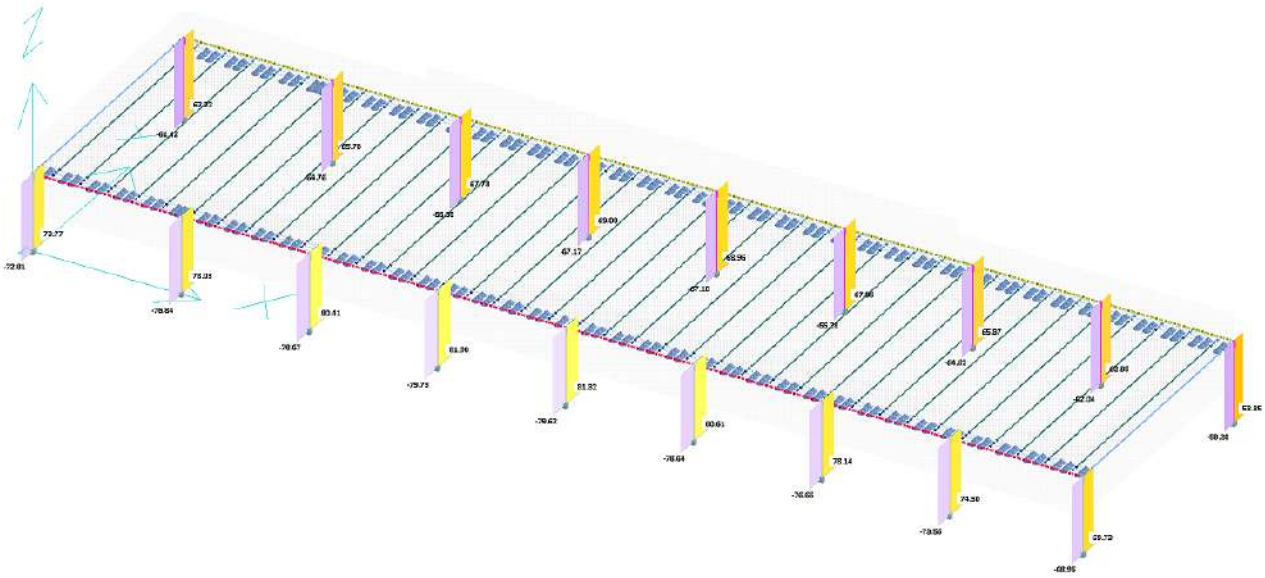


Figura 10 – Taglio Ty SLU.

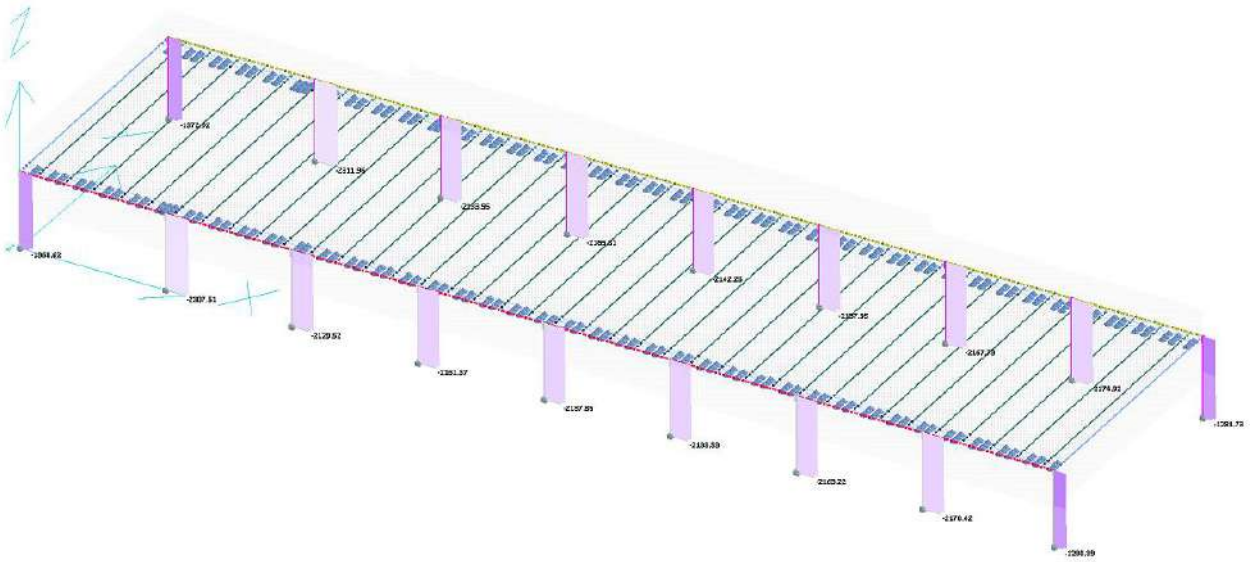


Figura 11 – Azione assiale N SLU.

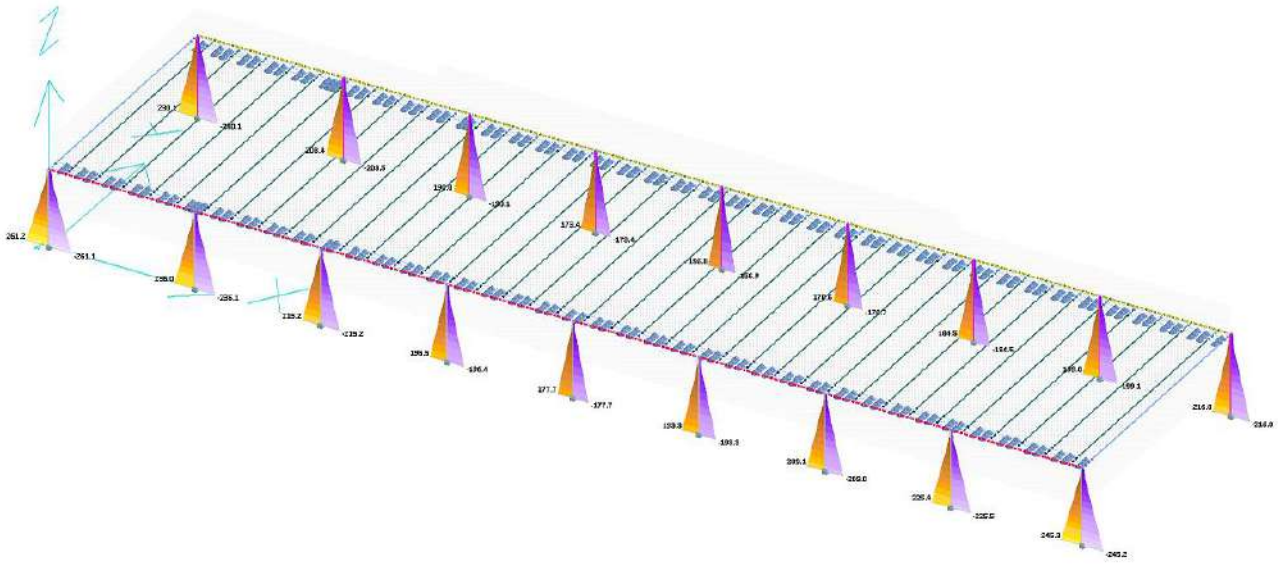


Figura 12 – Momenti Mxx SLV con SISMA X principale.

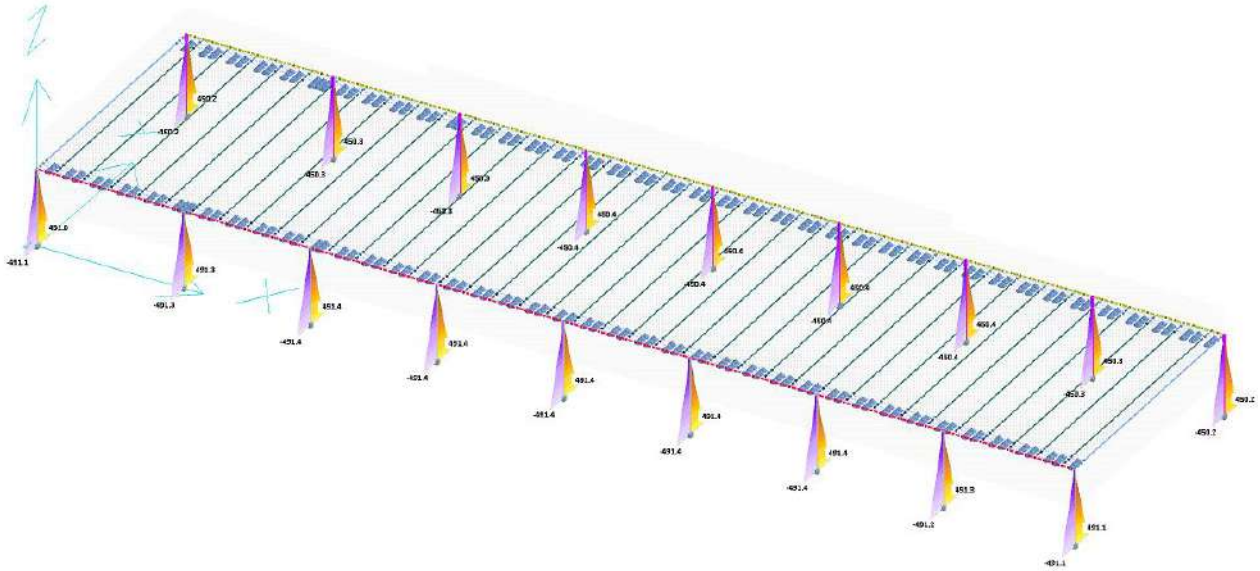


Figura 13 – Momenti Myy SLV con SISMA X principale.

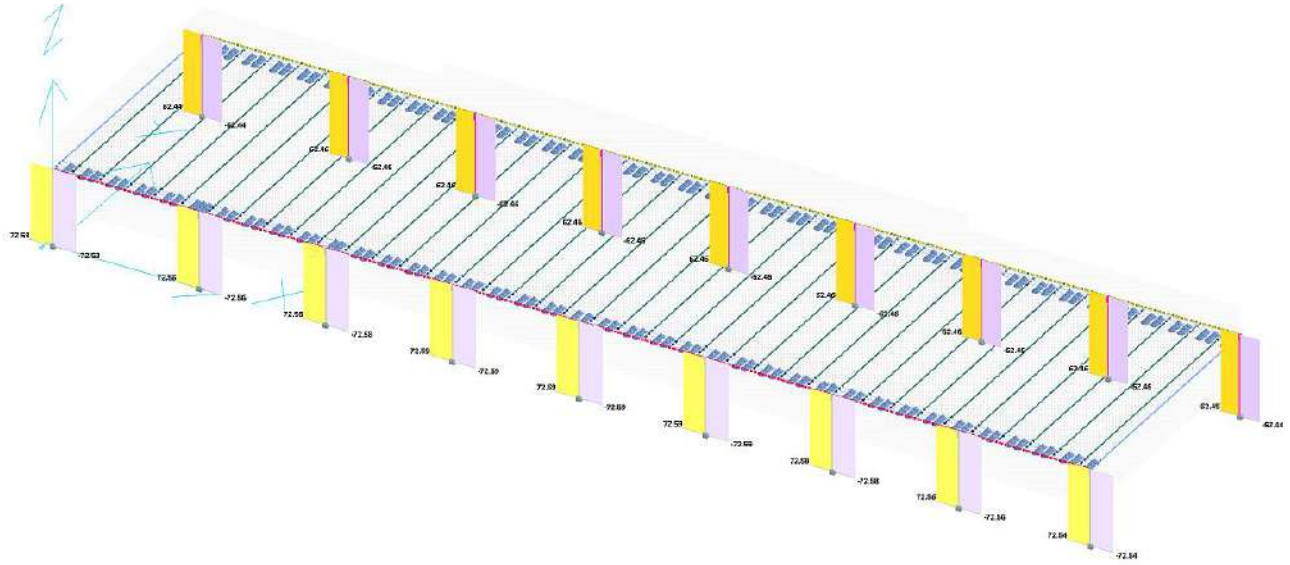


Figura 14 – Taglio Tx SLV con SISMA X principale.

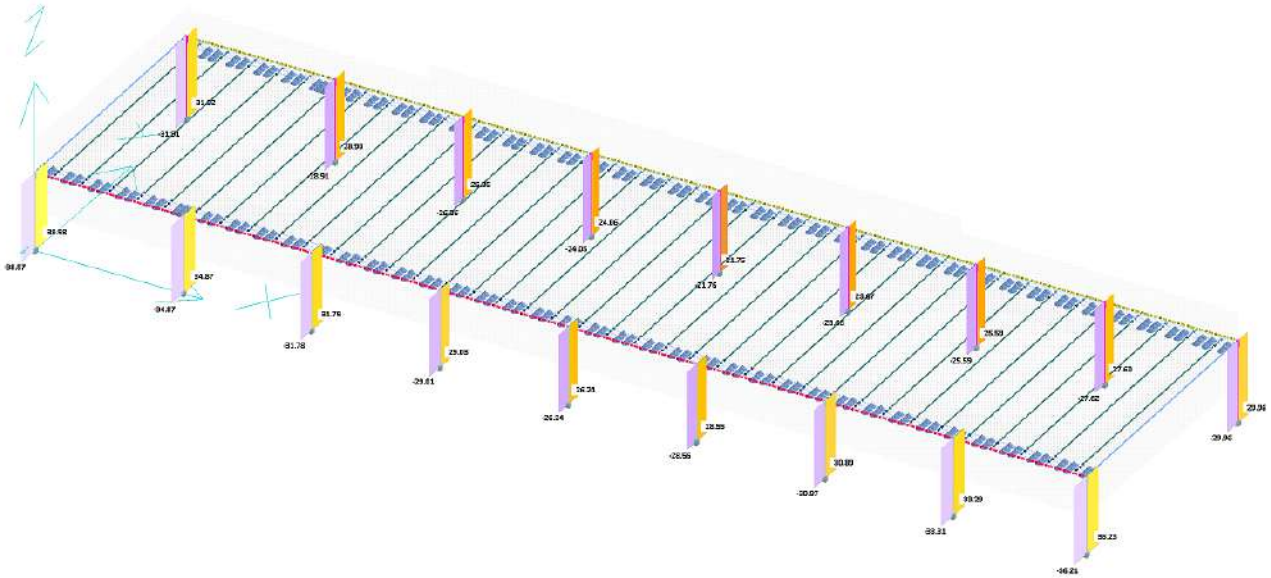


Figura 15 – Taglio Ty SLV con SISMA X principale.

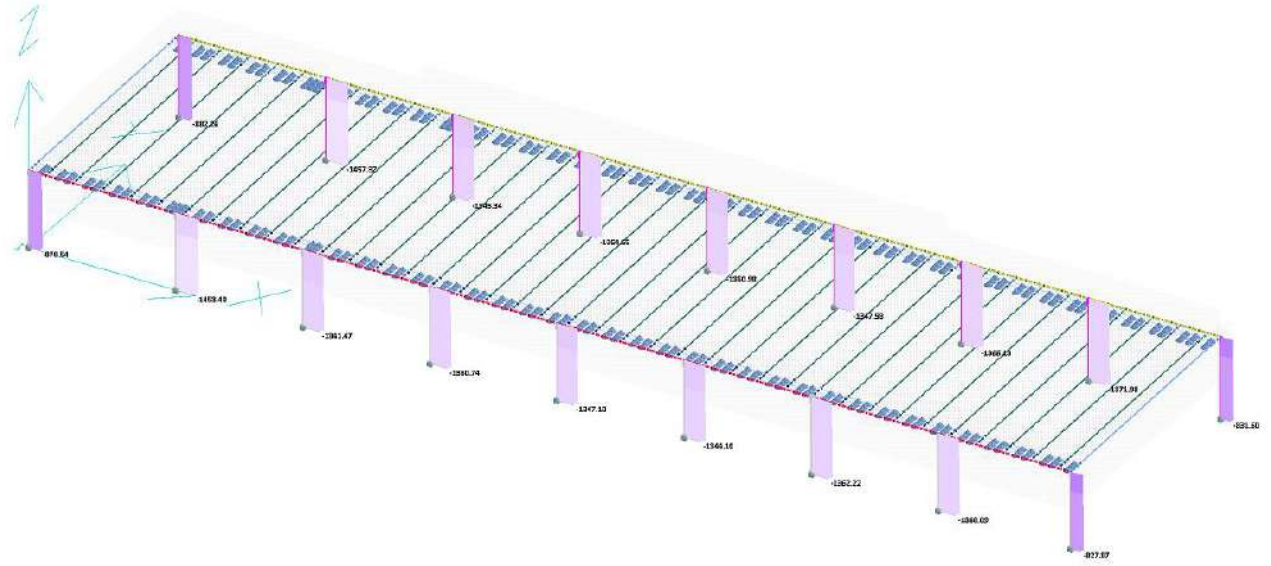


Figura 16 – Azione assiale N SLV con SISMA X principale.

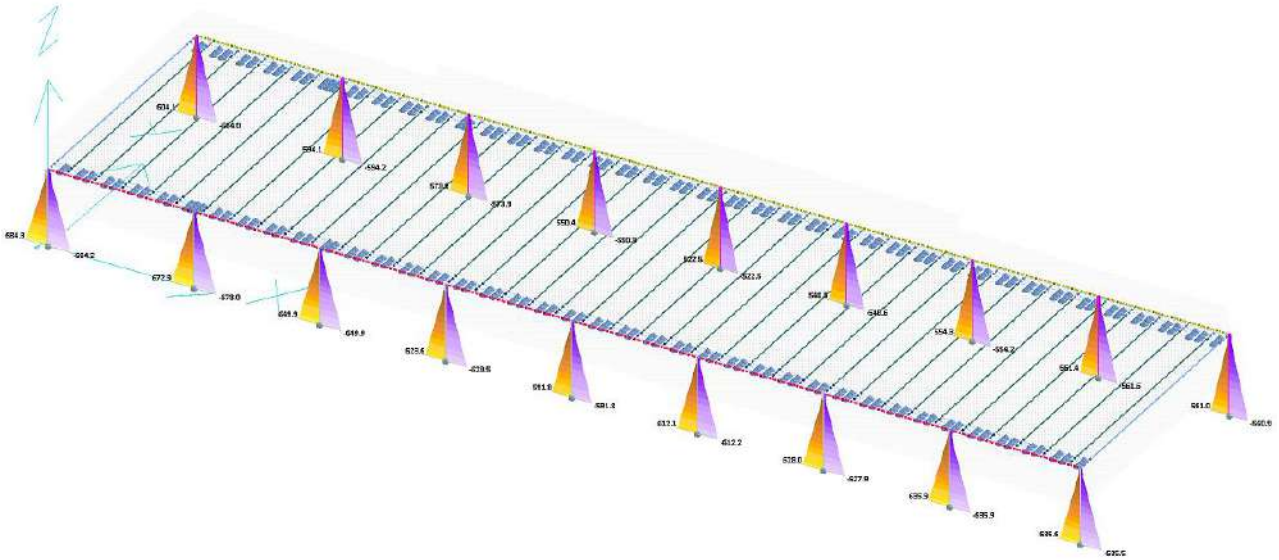


Figura 17 – Momenti Mxx SLV con SISMA Y principale.

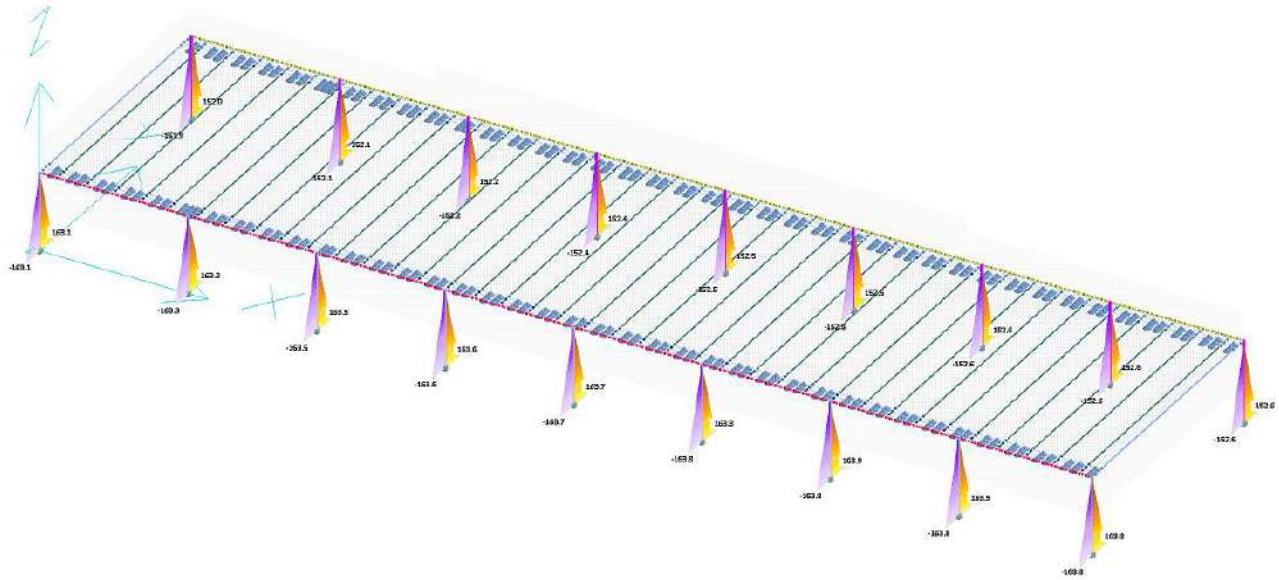


Figura 18 – Momenti Myy SLV con SISMA Y principale.

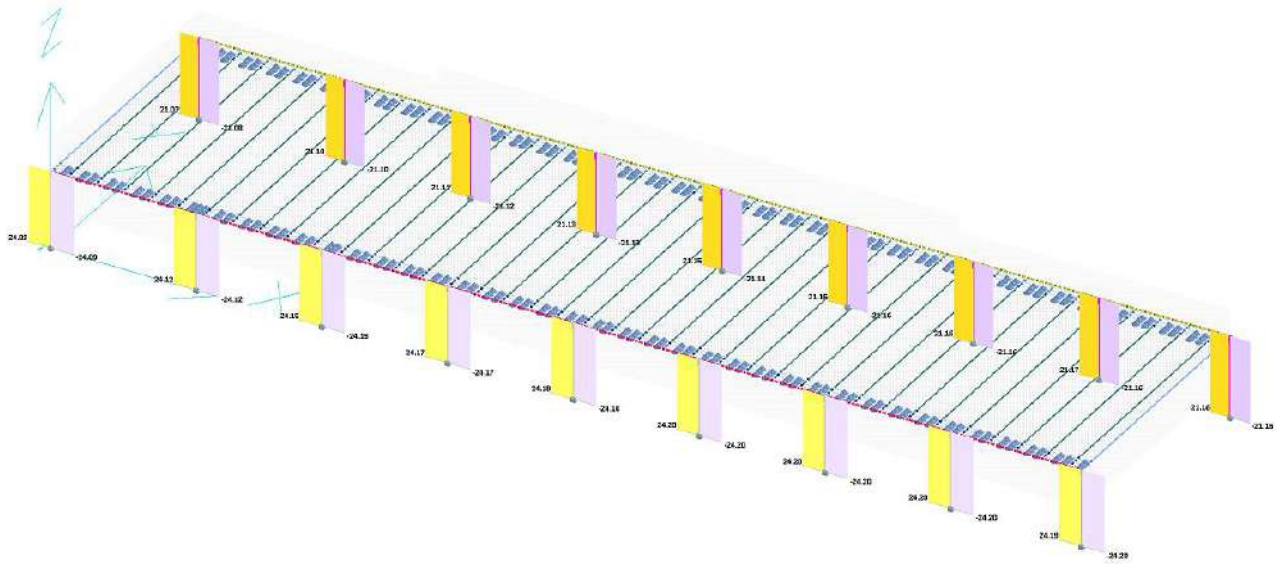


Figura 19 – Taglio Tx SLV con SISMA Y principale.

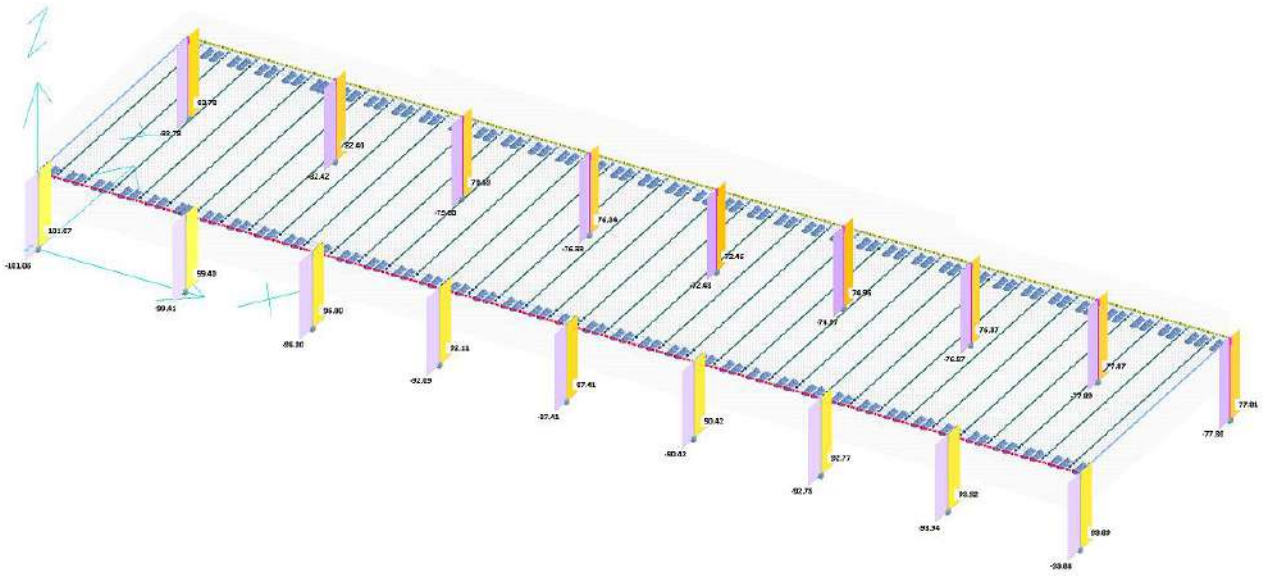


Figura 20 – Taglio Ty SLV con SISMA Y principale.

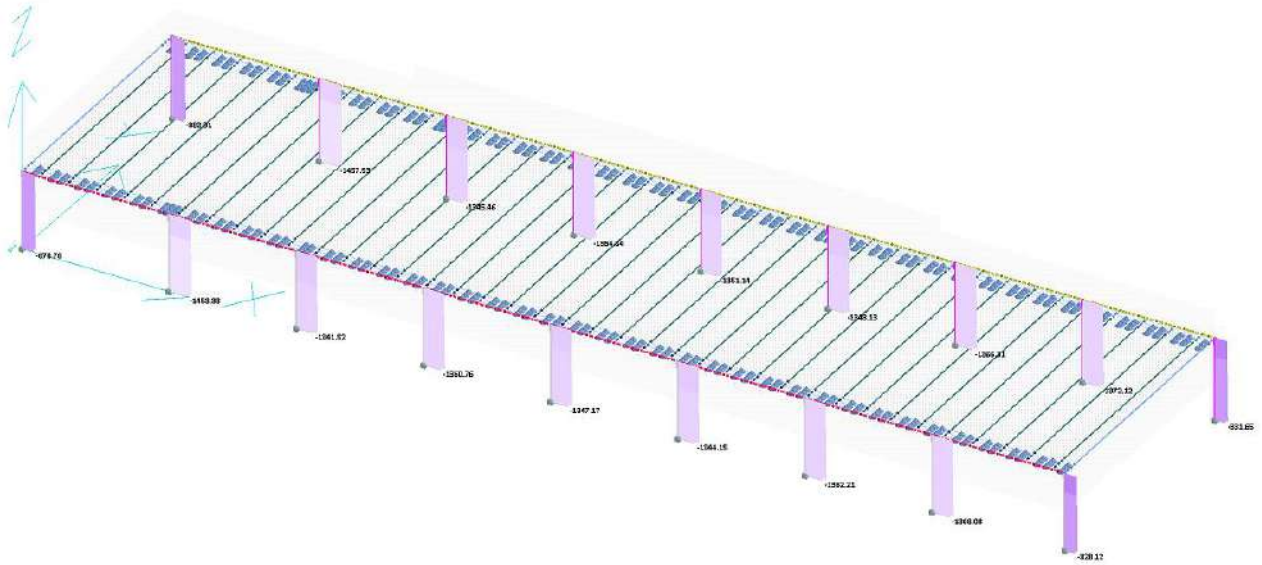


Figura 21 – Azione assiale N SLV con SISMA Y principale.

Le azioni alla base dei pilastri sono sempre pari o inferiori a quelle considerate nella relazione geotecnica per la verifica dei pali e dei cedimenti. Si conferma quindi la correttezza delle relative verifiche.

4 VERIFICHE GENERALI

4.1 VERIFICA DELLA DEFORMABILITÀ TORSIONALE DELL'EDIFICIO

A seguire, si riporta la verifica della rigidezza torsionale dell'edificio in accordo ai criteri di cui a D.M. 14/01/2008 Par.7.4.3.1.

Quota del piano	7.210	[m]
Rigidezza KX (/1000)	39.145	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	72.687	[kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)	58.6732	[kNm]
Xk (centro rigidezze)	46.068	[m]
Yk (centro rigidezze)	10.278	[m]
Xg (baricentro)	45.807	[m]
Yg (baricentro)	11.442	[m]
dimensione X	91.42	[m]
dimensione Y	22.80	[m]
raggio rigidezza (rx)	28.41	[m]
raggio rigidezza (ry)	38.72	[m]
raggio giratorio (ls)	27.20	[m]
MIN(rx , ry) / ls	104.4574	ok (> 1)

Dai risultati ottenuti si deduce che l'edificio in oggetto NON risulta deformabile torsionalmente secondo la definizione di cui a D.M. 14/01/2008, Par.7.4.3.1, pertanto, la definizione del fattore di comportamento limite (ved. Paragrafo 4.2.1) può ritenersi corretta.

4.2 VERIFICA DEGLI EFFETTI DEL SECOND'ORDINE ALL'SLV

Verifica condotta dal software di calcolo in accordo a D.G.R. 11/07/2014, n°2129*, Eq.7.3.2*

Quota del piano	7.210	[m]
Rigidezza KX (/1000)	39.145	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	72.687	[kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)	58.6732	[kNm]

```
      2° ordine (theta X)    |    14.13 |[%] > 10% !!!!
      2° ordine (theta Y)    |     7.61 |[%] ok (< 10%)
```

Dai risultati ottenuti, si deduce che per l'edificio in oggetto gli effetti del second'ordine NON sono significativi in direzione Y ma sono significativi in direzione X, pertanto, gli effetti dell'azione sismica SLV solo in direzione X devono essere amplificati mediante i fattori

$$\frac{1}{1-\theta_x} = 1.164$$

4.2.1 Verifica degli spostamenti SLV

A seguire, si riportano gli spostamenti della struttura in condizioni sismiche SLV:

```
                VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)
    Fattore Mud  =   1.500

    Quota |   DX max  |   nodo |   DY max  |   nodo |
      [m]        [m]                  [m]
   7.2100 |0.04746998 |   7414 |0.03448035 |   9386 |
```

4.2.2 Verifica degli spostamenti SLD

Lo spostamento limite per lo stato limite in oggetto è stato assunto pari a 0.25% delle altezze d'interpiano strutturale.

```
                VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI ESERCIZIO (NTC 7.3.6.1)

spostamento limite interpiano = 0.25% dell'altezza


CASO n.  21  - SLD con SISMAX PRINC:
     Zinf |     Zsup |      h    | spost.max |     %h  |   nodo |   sest.| ver.
      [m]        [m]        [m]        [m]
   0.0000 |   7.2100 |   7.2100 |0.01240665 |   0.172 |   9883 |      2 | SI

CASO n.  22  - SLD con SISMAY PRINC:
     Zinf |     Zsup |      h    | spost.max |     %h  |   nodo |   sest.| ver.
      [m]        [m]        [m]        [m]
   0.0000 |   7.2100 |   7.2100 |0.01044662 |   0.145 |   9883 |      5 | SI
```

4.2.3 Verifica dei giunti strutturali

Si verifica di seguito il giunto strutturale relativo all'edificio Data Hall 2:

$$\Delta x_{DH2} + \Delta y_{SB} = 4.85cm + 3.45cm = 8.30cm < 10cm$$

4.2.4 Verifica degli spostamenti all'SLE con vento predominante

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi in esercizio dovuti all'azione del vento

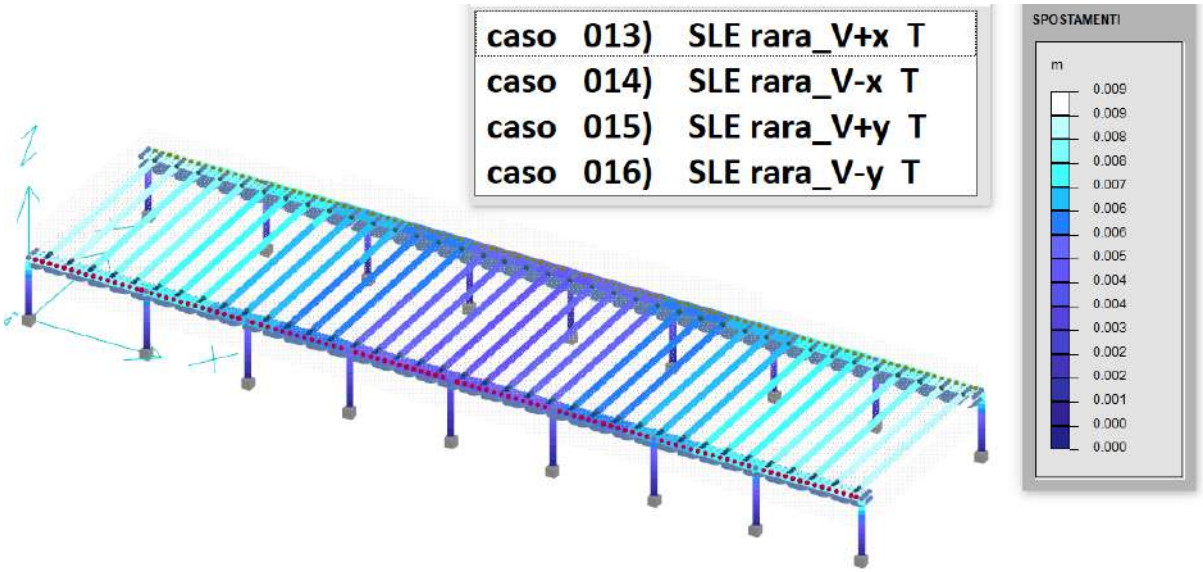


Figura 22 - Spostamenti massimi X in esercizio

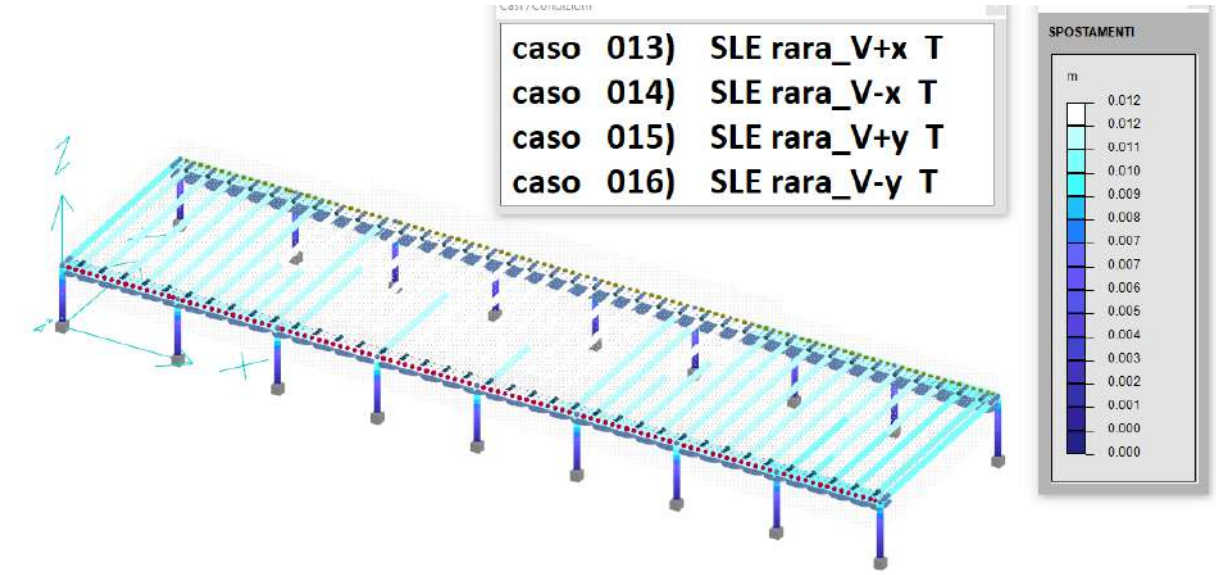


Figura 23 - Spostamenti massimi in Y in esercizio

Gli spostamenti massimi assoluti dovuti all'azione del vento in esercizio sono pari a 12mm. Lo spostamento massimo accettato dal Committente è pari allo 0.25% (1/400) dell'altezza dell'edificio.

$$\delta = \frac{\max\left(\Delta x_{max}; \Delta y_{max}\right)}{h} = \frac{0.012m}{7.21m} = 0.17\% < 0.25\%$$

5 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI SINGOLI ELEMENTI STRUTTURALI

5.1 VERIFICHE DI SICUREZZA SLE E SLU/SLV

Le verifiche di sicurezza SLE e SLU/SLV dei singoli elementi strutturali sono riportate al §7.1 della presente relazione.

5.2 VERIFICHE DI DUTTILITÀ SLC

Le verifiche di duttilità SLC dei singoli elementi strutturali verticali sismo-resistenti sono riportate al §7.1 della presente relazione.

5.2.1 Verifiche di resistenza all'SLD

Poiché l'edificio in oggetto è in Classe d'Uso III, sarebbe obbligatorio condurre le verifiche di resistenza degli elementi strutturali sismo-resistenti anche all'SLD (D.M. 17/01/2018, Par.7.3.6).; nello specifico, è prescritto di condurre tali verifiche facendo uso dello spettro di risposta elastico SLD ridotto mediante un fattore di comportamento "q" appartenente al range 1.00÷1.50.

Tale verifica di sicurezza, nel caso in oggetto, è automaticamente soddisfatta; pertanto, per evitare ridondanze, si è ritenuto ragionevole non condurla in esplicito.

Si consideri infatti che il rapporto tra gli spettri elastici SLV e SLD è, per il caso in oggetto e i periodi propri d'interesse (T_1=1.603 s), pari a circa 2,54; ne consegue che le sollecitazioni all'SLV con q=1.50 sono evidentemente più gravose di quelle all'SLD con q = 1.00:

$$\frac{EFFETTI\ DI\ PROGETTO\ SLV}{EFFETTI\ DI\ PROGETTO\ SLD} = \left[\frac{2.54\ x\ SLD}{q = 1.50}\right]_{SLV} \div \left[\frac{SLD}{q = 1.00}\right]_{SLD} = 1.69 \gg 1$$

6 ESAME DEI RISULTATI E CONTROLLI

6.1 VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modello di calcolo definito è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

6.2 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo, nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente, porta a confermare la validità dei risultati ottenuti.

7 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

7.1 PILASTRI

COMMESSA : Compass - Support Building - SCP 50x70 Joint R8/R10
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A9 - Sezione di base

GEOMETRIA :

Larghezza sezione :	b_X	50	cm
Altezza sezione :	b_Y	70	cm

ARM. LONGITUDINALE :

- **Ferri agli spigoli:**

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	32	32.17	± 20	± 30	Si

- **Ferri al centro:**

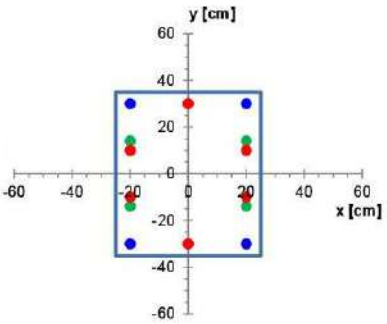
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	26	10.62	± 0	± 30	Si
4	26	21.24	± 20	± 10	Si

- **Ferri integrativi:**

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	26	10.62	± 20	± 14	No
2	30	14.14	± 0	± 0	No

- **Riprese:**

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM39	9.76	± 20	± 30
2	26	10.62	± 0	± 30
4	26	21.24	± 20	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	2.54%	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	20	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	3	8	16
(nel resto del pilastro)	4	3	8	24

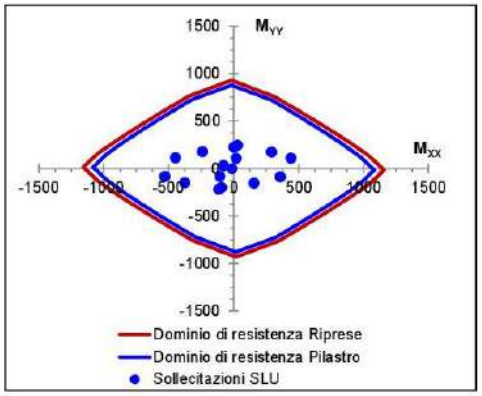
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

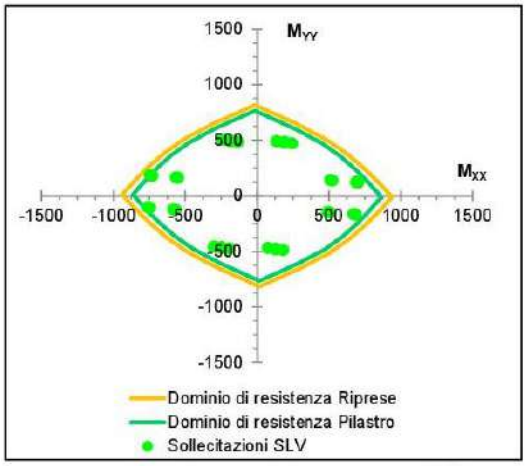
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **2.539** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	1199.5	29.9	245.6
1 - 2	1199.1	-106.5	-81.7
2 - 1	1199.4	20.0	108.3
2 - 2	1199.0	-116.3	-219.0
3 - 1	1199.2	-240.3	177.9
3 - 2	1198.8	-376.7	-149.4
4 - 1	1199.9	292.6	175.2
4 - 2	1199.5	156.2	-152.1
5 - 1	1279.5	2.7	227.1
5 - 2	1279.3	-79.1	30.8
6 - 1	1279.4	-13.7	-1.6
6 - 2	1279.2	-95.5	-198.0
7 - 1	1279.1	-447.6	114.4
7 - 2	1278.9	-529.4	-81.9
8 - 1	1280.3	440.6	109.8
8 - 2	1280.1	358.8	-86.5

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV	0.073	OK
Fattore di sicurezza minimo *	1.000	OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	827.4	-187.4	490.8
19 - 2	827.3	-240.8	504.0
19 - 3	827.3	-248.2	-468.0
19 - 4	827.1	-301.5	-454.8
19 - 5	827.5	-133.5	485.3
19 - 6	827.3	-186.9	498.5
19 - 7	827.3	-194.3	-473.5
19 - 8	827.1	-247.6	-460.3
19 - 9	827.8	188.7	477.7
19 - 10	827.6	135.4	490.9
19 - 11	827.6	127.9	-481.1
19 - 12	827.5	74.6	-467.9
19 - 13	827.8	242.6	472.2
19 - 14	827.7	189.2	485.4
19 - 15	827.6	181.8	-486.6
19 - 16	827.5	128.5	-473.4
20 - 1	826.9	-729.1	181.5
20 - 2	826.9	-745.1	185.5
20 - 3	826.8	-747.3	-105.9
20 - 4	826.8	-763.3	-102.0
20 - 5	827.0	-549.4	163.2
20 - 6	826.9	-565.4	167.1
20 - 7	826.9	-567.6	-124.3
20 - 8	826.9	-583.6	-120.3
20 - 9	828.0	524.7	137.7
20 - 10	828.0	508.7	141.7
20 - 11	828.0	506.5	-149.8
20 - 12	827.9	490.5	-145.8
20 - 13	828.1	704.3	119.4
20 - 14	828.1	688.3	123.3
20 - 15	828.1	686.1	-168.1
20 - 16	828.0	670.1	-164.2

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO	Inclinazione staffe		α	90°				
RESISTENZA A TAGLIO	Inclinazione puntoni		θ	45°		cot (θ)	1.00	OK
	Coeff. Maggiorativo		α_c	1.07				
	Fattore di comportamento		q	1.50				
	Altezze utili	d_X	45	cm		d_Y	65	cm
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	9.42	cmq/m
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	6.28	cmq/m
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	133 kN			$V_{Rsd,Y}$	144 kN	
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	1723 kN			$V_{Rcd,Y}$	1778 kN	
		$V_{Rd,X}$	133 kN			$V_{Rd,Y}$	144 kN	
TAGLIO SOLLECITANTE								
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	36 kN	OK		V_{Ed,Y_SLU}	78 kN	OK
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	74 kN	OK		V_{Ed,Y_SLV}	113 kN	OK

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

COMMESSA : Compass - Support Building - SCP 50x70 Joint R3/R4/R5
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A17 - Sezione di base

GEOMETRIA :

Larghezza sezione :	b_X	50	cm
Altezza sezione :	b_Y	70	cm

ARM. LONGITUDINALE :

Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 20	± 30	Si

Ferri al centro:

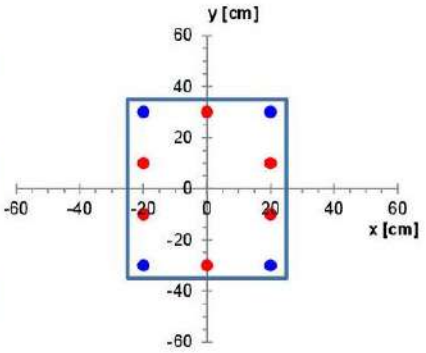
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	24	18.10	± 0	± 30	Si
2	26	10.62	± 20	± 10	Si

Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	0	0.00	± 0	± 0	No
2	0	0.00	± 0	± 0	No

Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM30	5.61	± 20	± 30
4	24	18.10	± 0	± 30
2	26	10.62	± 20	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**1.43%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	3	8	16
(nel resto del pilastro)	4	3	8	24

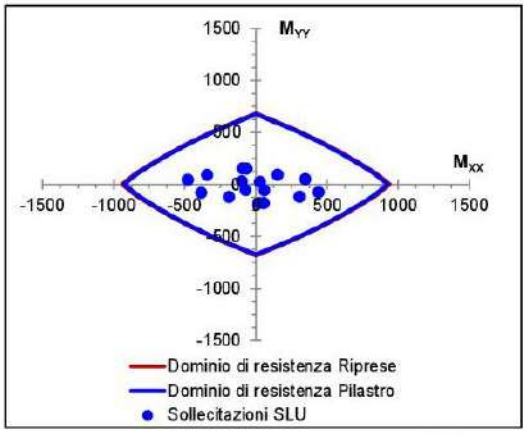
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

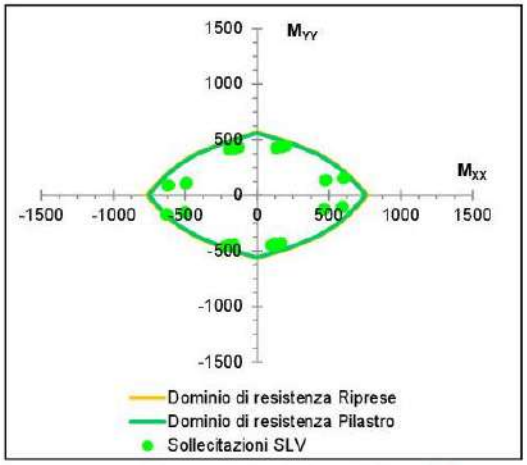
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **2.539** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	2020.5	-95.4	154.1
1 - 2	2020.9	59.0	-57.1
2 - 1	2020.5	-99.4	29.9
2 - 2	2020.9	55.0	-181.3
3 - 1	2020.4	-343.3	90.0
3 - 2	2020.8	-188.8	-121.3
4 - 1	2020.2	152.2	93.5
4 - 2	2020.6	306.6	-117.8
5 - 1	2174.6	-64.8	152.4
5 - 2	2174.9	27.9	25.6
6 - 1	2174.6	-71.5	-54.6
6 - 2	2174.8	21.2	-181.4
7 - 1	2174.4	-477.9	45.4
7 - 2	2174.6	-385.2	-81.3
8 - 1	2174.0	347.8	51.3
8 - 2	2174.2	440.5	-75.4

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV	0.139	OK
Fattore di sicurezza minimo *	1.000	OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	1372.0	-164.7	424.5
19 - 2	1371.9	-195.1	410.5
19 - 3	1371.9	-198.9	-449.3
19 - 4	1371.8	-229.2	-463.3
19 - 5	1371.9	-126.8	430.4
19 - 6	1371.8	-157.2	416.4
19 - 7	1371.8	-161.0	-443.4
19 - 8	1371.7	-191.3	-457.4
19 - 9	1371.8	164.1	438.7
19 - 10	1371.7	133.7	424.7
19 - 11	1371.7	129.9	-435.1
19 - 12	1371.6	99.6	-449.1
19 - 13	1371.7	202.0	444.6
19 - 14	1371.7	171.6	430.6
19 - 15	1371.6	167.8	-429.2
19 - 16	1371.6	137.5	-443.2
20 - 1	1372.1	-615.2	90.3
20 - 2	1372.1	-624.3	86.1
20 - 3	1372.1	-625.4	-171.7
20 - 4	1372.1	-634.5	-175.9
20 - 5	1372.0	-488.8	109.9
20 - 6	1372.0	-497.9	105.7
20 - 7	1372.0	-499.0	-152.1
20 - 8	1371.9	-508.1	-156.3
20 - 9	1371.6	480.9	137.5
20 - 10	1371.6	471.8	133.4
20 - 11	1371.6	470.6	-124.4
20 - 12	1371.5	461.5	-128.6
20 - 13	1371.4	607.3	157.2
20 - 14	1371.4	598.1	153.0
20 - 15	1371.4	597.0	-104.8
20 - 16	1371.4	587.9	-109.0

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO
RESISTENZA A TAGLIO

Inclinazione staffe		α	90°			
Inclinazione puntoni		θ	45°	cot (θ)	1.00	OK
Coeff. Maggiorativo		α_c	1.14			
Fattore di comportamento		q	1.50			

	Altezze utili	d_X	45	cm		d_Y	65	cm
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	9.42	cmq/m
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	6.28	cmq/m
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	133 kN			$V_{Rsd,Y}$	144 kN	
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	1829 kN			$V_{Rcd,Y}$	1887 kN	
		$V_{Rd,X}$	133 kN			$V_{Rd,Y}$	144 kN	
TAGLIO SOLLECITANTE								
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	25 kN	OK		V_{Ed,Y_SLU}	66 kN	OK
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	64 kN	OK		V_{Ed,Y_SLV}	88 kN	OK

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

7.2 TRAVI

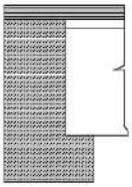
7.2.1 Travi "TL"

COMMESSA :	Compass - Support building - SFP.LA (Fili 24F-24E)(Fili 24L-24K)
ELEMENTO :	Trave TL - L=11.8 m - H=120 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	120	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	115	cm
Altezza sella	30	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	65	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1180	cm
Luce di calcolo campat	1145	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio	2290	cm

Portata = 11342 kg/m



4 ϕ 16

10 ϕ 10

1 ϕ 12

5 ϕ 16

CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1388	kg/m	1.30	1804	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	325	kg/mq	3851	kg/m	1.50	5777	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13203	**kg/m**		**18314**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

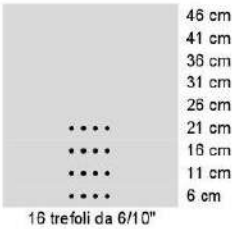
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5659	cm²
Momento statico	Sx	305101	cm³
Momento inerzia	Jx	23904679	cm⁴
Momento statico	Sg	90283	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO		
Inclinazione funi	45	°
Peso elemento	16373	kg
Punti di sollevamento	4	
Portata minima ganci	6657	kg
Portata effettiva ganci	7500	kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	22.24	cmq
Baricentro trefoli :	13.50	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

.LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 572.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	30.90	-101.84	-104.71	-127.27	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-111.33	-2.68	6.09	25.75	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	303			303	kg/cmq
Tensione nei cavi	12639			11730	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.13	
Posizione asse neutro	26.07			20.2	cm
Freccia elastica	-0.80	-0.03	0.86	1.00	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**300121**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	42.5	cm	
Deformazione cls compresso :	0.35	%	
Deformazione acciaio teso :	0.64	%	
Mrdu =	**337010**	**kgm**	**> Msdu OK**

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 69317 kg** x = 194 cm dall'appoggio
Tsdu = 8393 kgm

Nr. trefoli attivi : 12

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = **43563 kg** < **Vsdu**

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **35** °
Lato cls V_{Rcd} = **263641 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **49721 kgm** > **Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$$ **0.42** < **1** OK

Bracci : **4**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **15** cm
A_{long} : **32.24** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **78969 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **9394 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **17097 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale		
Carico di progetto	12729	kg/m	
Taglio	75818	kg	All'appoggio
Momento flettente	62682	kgm	x = 90 cm dall'appoggio
Momento torcente	9152	kgm	

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	16	8.04	cmq	
Armatura inferiore	5	16	10.05	cmq	
Spezzoni inferiori	11.26	16	22.64	cmq	2ϕ16 (ferri X) + 4ϕ16 (ferri Y)
Posizione asse neutro			40.2	cm	
Inerzia			3758950	cm^4	
Tensione calcestruzzo			61	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1830	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			806	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			22.64	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE **Msdu = 86944 kgm** x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 17.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.06 %
Mrdu = 144585 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.48 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 20.86 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 104846 kg** All'appoggio
Tsdu = 12695 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **228719 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **49721 kgm** > **Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$$ **0.70** < **1** OK

Bracci : **4**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **35.12** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **128730 kg** > **Vsdu** OK

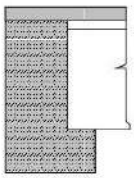
T_{Rsd} = **15314 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **18626 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20699	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	5.32	10	7.2	10.89	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=11.8 m - H=120 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*



Anima :	40	cm
Altezza trave :	120	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	115	cm
Altezza sella :	30	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1180	cm
Luce di calcolo :	1145	cm

16 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 10.05 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 22.64 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1388 daN/m	1.30	1804 daN/m	1.00	1388 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3851 daN/m	1.50	5777 daN/m	1.00	3851 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**300121 kgm**		**185301 kgm**	
Mrdu =	**337010 kgm**	**OK**	**401429 kgm**	**OK**
Asse neutro :	42.5 cm		29.2 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.64 %		1.09 %	

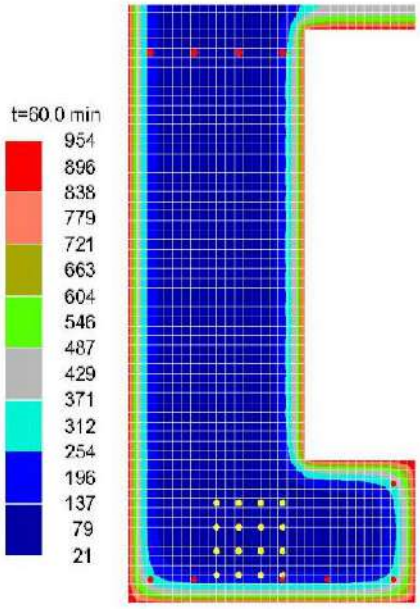
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **208 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.942**

temperatura media *staffe* **550 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.433**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	31.42	cmq/m

Vsdu =	**104846 kg**		**64734 kg**	
θ =	**35 °**		**35 °**	
Vrcd =	**228719 kg**	**OK**	**380143 kg**	**OK**
Vrsd =	**128730 kg**	**OK**	**90378 kg**	**OK**

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **390 °C**

:tore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.710**

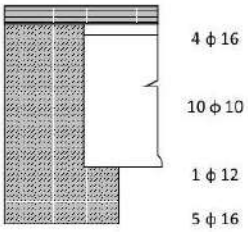
Vsdu =	**78634 kg**		**48551 kg**	
Vrd =	**88583 kg**	**OK**	**72329 kg**	**OK**

COMMESSA : Compass - Support building - SFP.LA (Fili 24E-24D)
ELEMENTO : Trave TL - L=13 m - H=120 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	120	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	115	cm
Altezza sella	30	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	65	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1300	cm
Luce di calcolo campat	1265	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio	2290	cm

Portata = 11342 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1388	kg/m	1.30	1804	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	325	kg/mq	3851	kg/m	1.50	5777	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13203	**kg/m**		**18314**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

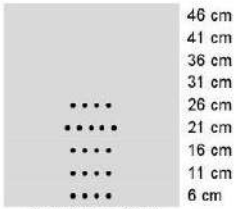
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5659	cm²
Momento statico	Sx	305101	cm³
Momento inerzia	Jx	23904679	cm⁴
Momento statico	Sg	90283	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO		
Inclinazione funi	45	°
Peso elemento	18038	kg
Punti di sollevamento	4	
Portata minima ganci	7334	kg
Portata effettiva ganci	7500	kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli : 29.19 cmq
Baricentro trefoli : 16.24 cm
Tensione iniziale tiro : 13600 kg/cmq



21 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 450 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	29.64	-119.03	-122.27	-147.53	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-128.48	-7.23	4.08	26.01	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	285			314	kg/cmq
Tensione nei cavi	12553			11540	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.11	
Posizione asse neutro	22.49			18.0	cm
Freccia elastica	-1.07	0.08	1.40	1.60	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu = 366325 kgm Sezione in mezzeria
Asse neutro : 55.3 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 0.41 %
Mrdu = 394816 kgm > Msdu OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 79207 kg** — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 9591 kgm

Nr. trefoli attivi : 16

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = **51387 kg** < **Vsdu**

È necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **35** °
Lato cls V_{Rsd} = **274310 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **49721 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Edu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Edu}}{V_{Rcd}} =$ **0.47** < **1** OK

Bracci : **4**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **15** cm
A_{long} : **32.24** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **81362 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **9679 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **17097 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale		
Carico di progetto	12729	kg/m	
Taglio	83765	kg	All'appoggio
Momento flettente	69812	kgm	x = 90 cm dall'appoggio
Momento torcente	10112	kgm	

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	16	8.04	cmq	
Armatura inferiore	5	16	10.05	cmq	
Spezzoni inferiori	11.26	16	22.64	cmq	2ϕ16 (ferri X) + 4ϕ16 (ferri Y)
Posizione asse neutro			40.2	cm	
Inerzia			3758950	cm^4	
Tensione calcestruzzo			68	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			2038	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			898	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			22.64	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 96834 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 17.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.06 %
Mrdu = 144585 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c = 0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.20 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 20.86 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 115834 kg** — All'appoggio
Tsdu = 14025 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **228719 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **49721 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Edu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Edu}}{V_{Rcd}} =$ **0.77** < **1** OK

Bracci : **4**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **35.12** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **130831 kg** > **Vsdu** OK

T_{Rsd} = **15564 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **18626 kgm** > **Tsdu** OK

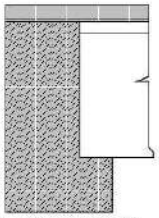
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20699	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	5.52	**10**	**10**	7.85	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=13 m - H=120 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	40	cm
Altezza trave :	120	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	115	cm
Altezza sella :	30	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1300	cm
Luce di calcolo :	1265	cm



21 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 10.05 cm²

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 22.64 cm²

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1388 daN/m	1.30	1804 daN/m	1.00	1388 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3851 daN/m	1.50	5777 daN/m	1.00	3851 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**366325 kgm**		**226177 kgm**	
Mrdu =	**394816 kgm**	OK	**481183 kgm**	OK
Asse neutro :	55.3 cm		38.2 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.41 %		0.75 %	

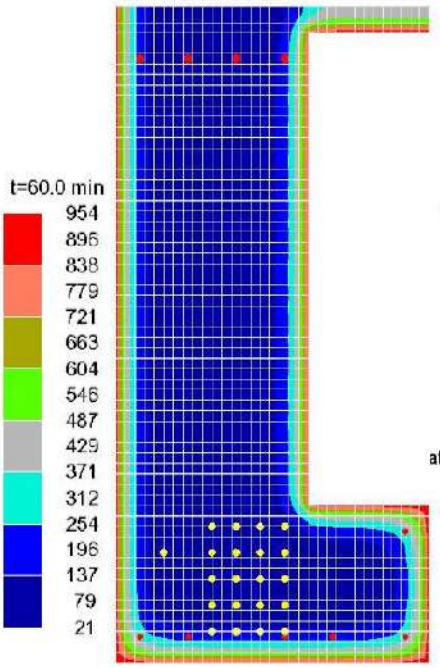
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **208 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.942**

temperatura media *staffe* **550 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.433**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	31.42	cmq/m

Vsdu =	**115834 kg**		**71518 kg**	
θ =	**35 °**		**35 °**	
Vrcd =	**228719 kg**	OK	**380143 kg**	OK
Vrsd =	**130831 kg**	OK	**90378 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **390 °C**

attore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.710**

Vsdu =	**86875 kg**		**53639 kg**	
Vrd =	**88583 kg**	OK	**72329 kg**	OK

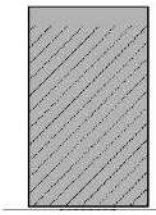
7.2.2 Travi "R"

COMMESSA : Compass - Support Building - SFP.RB
ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.7 m - H=90 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	35	cm	
Altezza trave	90	cm	
Copriferro	5	cm	
Altezza utile	85	cm	
Spessore getto collab.	8	cm	
Lunghezza trave	2270	cm	
Luce di calcolo campat	2235	cm	
Luce di calcolo sbalzo	0	cm	

Portata = 226 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			788	kg/m	1.30	1024	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Getto integrativo :	200	kg/mq	70	kg/m	1.30	91	kg/m
Carico permanente :	325	kg/mq	114	kg/m	1.50	171	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	21	kg/m	1.50	32	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	35	kg/m	1.50	53	kg/m
			1027	**kg/m**		**1369**	**kg/m**

MATERIALI : *CALCESTRUZZO*

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

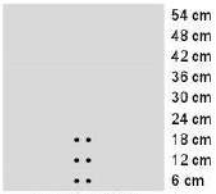
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls	3198	cm²
Momento statico Sx	143619	cm³
Momento inerzia Jx	8652776	cm⁴
Momento statico Sg	36399	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	17876 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	7268 kg
Portata effettiva ganci	7500 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	8.34	cmq
Baricentro trefoli :	12.00	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



6 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

.LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1117.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-59.47	-76.89	-78.44	-82.66	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-9.96	9.67	16.47	21.90	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	17			238	kg/cmq
Tensione nei cavi	13393			12454	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.21	
Posizione asse neutro	0.00			18.9	cm
Freccia elastica	0.51	1.11	4.11	4.26	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**85504**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	28.0	cm	
Deformazione cls compresso :	0.31	%	
Deformazione acciaio teso :	1.00	%	
Mrdu =	**101598**	**kgm**	**> Msdu OK**

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 12564 kg** — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 6

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = **63099 kg** > **Vsdu** OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **45** °
Lato cls V_{Rcd} = **177994 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **25687 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.07** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **20** cm
A_{long} : **17.88** cm^2

T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **12156 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	1013	kg/m
Taglio	11499	kg
Momento flettente	9916	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	3	12	3.39	cmq	
Armatura inferiore	3	14	4.62	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			24.9	cm	
Inerzia			911414	cm^4	
Tensione calcestruzzo			25	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			964	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			298	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 13218 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 6.1 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 5.02 %
Mrdu = 46519 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c = 0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 4.10 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 12.97 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 15303 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **157415 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **25687 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.09** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **14.99** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **50449 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **10187 kgm** > **Tsdu** OK

ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.7 m - H=90 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	35	cm
Altezza trave :	90	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	85	cm
Spessore getto integrativo :	8	cm
Lunghezza elemento :	2270	cm
Luce di calcolo :	2235	cm

6 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 4.62 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.51 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	788 daN/m	1.30	1024 daN/m	1.00	788 daN/m
Peso proprio solaio :	0 daN/m	1.30	0 daN/m	1.00	0 daN/m
Getto integrativo :	70 daN/m	1.30	91 daN/m	1.00	70 daN/m
Carico permanente :	114 daN/m	1.50	171 daN/m	1.00	114 daN/m
Carico accid. (Neve) :	42 daN/m	1.50	32 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**85504 kgm**		**60645 kgm**	
Mrdu =	**101598 kgm**	**OK**	**116762 kgm**	**OK**
Asse neutro :	28.0 cm		21.6 cm	
Deformazione cls compresso :	0.31 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	1.00 %		1.85 %	

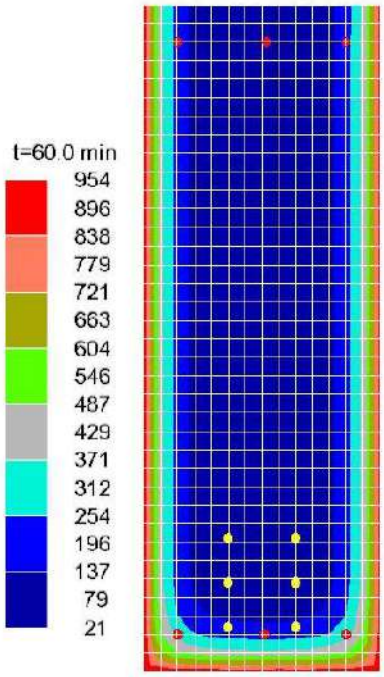
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **236 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.914**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	2	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	15.71	cmq/m

Vsdu =	**15303 kg**		**10854 kg**	
θ =	**45 °**		**45 °**	
Vrcd =	**157415 kg**	**OK**	**253905 kg**	**OK**
Vrsd =	**50449 kg**	**OK**	**42178 kg**	**OK**

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

fattore di riduzione *acciaio - armatura appoggio* **0.940**

Vsdu =	**11477 kg**		**8140 kg**	
Vrd =	**33289 kg**	**OK**	**35986 kg**	**OK**

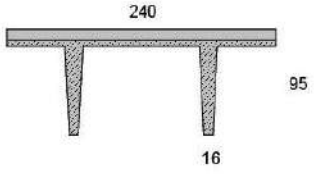
7.3 COPPONI

COMMESSA	: COMPASS_SUPPORT BUILDING - SFP TT - SB
ELEMENTO	: Tegolo H=95 cm - nerv.=16 cm - L=22.67 m

GEOMETRIA:

Larghezza tegolo	240	cm
Altezza tegolo	95	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	90	cm
Altezza soletta	10	cm
Larghezza nerv.sup.	16	cm
Larghezza nerv.inf.	16	cm
Spessore medio getto in	0	cm
Spessore getto collab.	0	cm
Lunghezza tegolo	2267	cm
Luce di calcolo	2244	cm

Portata = 1308 kg/m



n. 7 trefoli da 6/10" per nervatura

CARICHI:

	SLE		γ	SLU	
Peso proprio tegolo	1269	kg/m	1.30	1650	kg/m
Peso proprio getto	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Carico permanente	300	kg/m	1.50	450	kg/m
Carico accidentale	1008	kg/m	1.50	1512	kg/m
	2577	**kg/m**		**3612**	**kg/m**

MATERIALI:

CALCESTRUZZO

	Tegolo	Getto	
Rck =	50	30	N/mm²
γ_c =	1.5	1.5	
f_{ck} =	41.50	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	2.56	N/mm²
f_{etk} =	2.52	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	1.19	N/mm²

ACCIAIO

B450C	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5075	cm²
Momento statico	Sx	329882	cm³
Momento inerzia	Jx	25887642	cm⁴
Momento statico	Sg	66811	cm³

CALCOLO GANCI DI SOLLEVAMENTO		
Inclinazione funi	45	°
Peso elemento	28765	kg
Punti di sollevamento	4	
Portata minima ganci	11696	kg
Portata effettiva ganci	#RIF!	kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE:

Area trefoli	19.46	cmq
Baricentro trefoli	13.43	cm
Tensione iniziale tiro	13600	kg/cmq

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1122 cm dall'appoggio

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-16.62	-29.00	-33.81	-75.43	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-110.19	-84.81	-54.56	30.72	kg/cmq
Resistenza minima cls. Rck	190			395	kg/cmq
Tensione nei cavi	12623			10837	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.06	
Posizione asse neutro				27.49	cm
Armatura lenta minima	0.00			5.20	cmq
Tensione superiore soletta			-4.80	-46.43	kg/cmq
Tensione inferiore soletta			-4.80	-46.43	kg/cmq
Freccia elastica	-3.41	-2.83	0.55	4.88	cm

VERIFICHE SLU

FLESSIONE

Msdu =	**227325**	**kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	7.1	cm		
Deformazione cls compresso :	0.23	%		
Deformazione acciaio teso :	3.15	%		
Mrdu =	**241000**	**kgm**	**> Msdu**	OK

TAGLIO **Vsdu = 36910 kgm** x = 100 cm dall'appoggio

Nr. trefoli attivi per nervatura : 5
Acp per nervatura : 6.95 cmq

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature
trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = **55564 kg** > **Vsdu** OK

Non necessaria armatura a taglio longitudinale

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA 0 - 90 cm

	Totale		
Carico di progetto	2577	kg/m	
Taglio	28913	kg	All'appoggio
Momento flettente	24978	kgm	x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICHE IN ESERCIZIO

	n°ferri	Diam.			
Armatura soletta	13	6	3.67	cmq	
Armatura superiore	13	6	3.67	cmq	
Armatura inferiore	2.00	22	13.33	cmq	2ϕ22 (ferri A)
Posizione asse neutro			8.64	cm	
Inerzia 1^ fase			807849	cm4	
Inerzia 2^ fase			807849	cm4	
Tensione calcestruzzo getto			13.6	kg/cmq	
Tensione calcestruzzo tegolo			26.7	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			3773	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			13.33	cmq	OK

VERIFICHE SLU

FLESSIONE **Msdu = 35007 kgm** x = 90 cm dall'appoggio

Asse neutro : 2.5 cm
Deformazione cls compresso : 0.20 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 49332 kgm > Msdu OK

TAGLIO **Vsdu = 40521 kg** All'appoggio

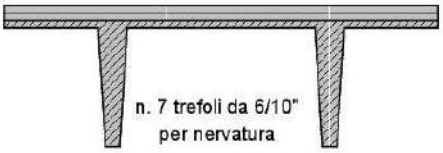
Inclinazione staffe α : 90 °
Inclin. puntoni cls θ : 22 °
Lato cls V_{Rcd} : **105858 kg > Vsdu** OK

Bracci per nervatura : 2
Diametro staffe : 8 mm
Passo staffe : 10 cm
Lato acciaio V_{Rsd} : **157732 kg > Vsdu** OK

ELEMENTO : Tegolo H=95 cm - nerv.=16 cm - L=22.67 m

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Larghezza tegolo :	240	cm
Altezza tegolo :	95	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	90	cm
Larghezza nervatura inferiore :	16	cm
Spessore medio getto integrativo :	0	cm
Lunghezza elemento :	2267	cm
Luce di calcolo :	2244	cm



Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 0.00 cm^2
Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 13.33 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio tegolo	1269 daN/m	1.30	1650 daN/m	1.00	1269 daN/m
Peso proprio getto	0 daN/m	1.30	0 daN/m	1.00	0 daN/m
Carico permanente	300 daN/m	1.50	450 daN/m	1.00	300 daN/m
Carico accidentale	1008 daN/m	1.50	1512 daN/m	0.57	576 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	227325 kgm		135007 kgm		
Mrdu =	252330 kgm	OK	228746 kgm		OK
Asse neutro :	7.1 cm		4.5 cm		
Deformazione cls compresso :	0.23 %		0.14 %		
Deformazione acciaio teso :	3.15 %		3.15 %		

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* 445 °C
fattore di riduzione *cls* 0.682

Verifica SENZA armatura trasversale a taglio :

Vsdu =	40521 kg		24065 kg	
Vrd =	13618 kg		16874 kg	
Necessaria armatura a taglio			*Necessaria armatura a taglio*	

temperatura media *staffe* 590 °C
fattore di riduzione *acciaio* - *staffe* 0.501

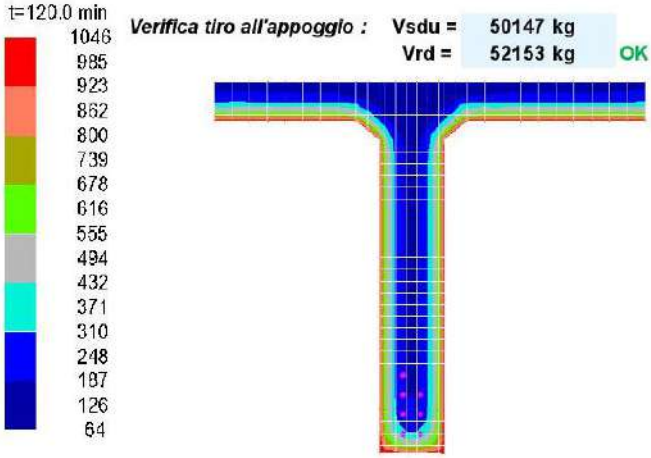
Verifica CON armatura trasversale a taglio :

Bracci per nervatura :	2 cm	Vsdu =	40521 kg		24065 kg	
Diametro staffe :	8 mm	θ =	22 °		22 °	
Passo staffe :	10 cm	Vrcd =	105858 kg	OK	127481 kg	OK
	10.05 cmq/m / nervatura	Vrsd =	157732 kg	OK	90877 kg	OK

temperatura media *armatura appoggio* 580 °C
fattore di riduzione *acciaio* - *armatura appoggio* 0.532

Verifica tiro all'appoggio :

Vsdu =	50147 kg		29782 kg	
Vrd =	52153 kg	OK	31907 kg	OK

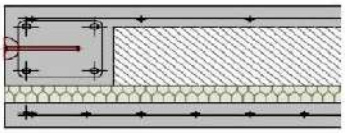


7.4 PANNELLI A TAGLIO TERMICO

COMMESSA : Compass_ Support Building - SWP.28-TV
ELEMENTO : Pannello a taglio termico - 719 x 249 sp. 28 cm

GEOMETRIA :

Altezza :	719	cm
Larghezza :	249	cm
Spessore complessivo :	28	cm
Altezza sezione resistente :	15	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	10	cm
Larghezza media travetti :	20	cm



Crosta portante :	5	cm
Alleggerimento :	10	cm
Isolante :	8	cm
Crosta portata :	5	cm

CARICHI :

		SLE		γ	SLU	
Caso 1:	Vento	110	kg/mq	1.5	165	kg/mq
					SLV	
Caso 2:	Sisma				37	kg/mq *

* **Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari (D.M.17/01/2018 - §.7.2.3)**

Momento di inerzia del pannello	J =	388090	cm^4
Periodo fondamentale del pannello	T_a =	0.069	s
Periodo fondamentale della costruzione	T_1 =	0.292	s
Quota copertura dallo zero sismico	H =	10.5	m
Quota baricentro pannello dallo zero sismico	Z =	6.905	m
Accelerazione massima del terreno (cat.A + T_1)	$a_{g,SLV}$ =	0.053	g
Fattore di amplificazione massima spettrale	F_0 =	2.677	
Categoria topografica		T1	
Categoria sottosuolo		C	
Coefficiente in funzione del terreno	S =	1.5	
Accelerazione massima sul pannello	S_a =	0.210	g
Fattore di struttura dell'elemento	q_a =	2	
Forza sismica orizzontale sul pannello	F_a =	657	kg
Forza sismica orizzontale sul pannello al mq	f_a =	36.7	kg/mq

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right]$$

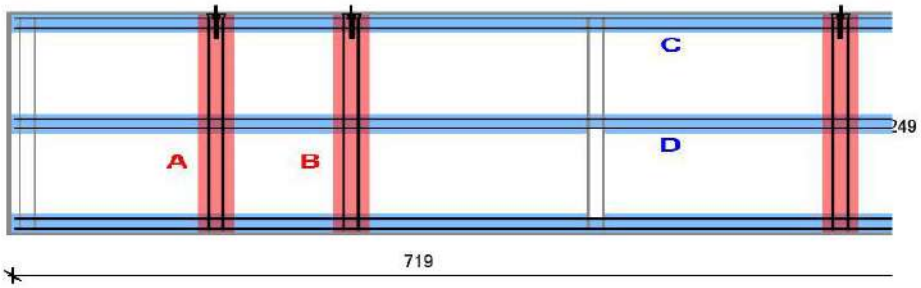
MATERIALI :

CALCESTRUZZO

R_{ck} =	40	N/mm²
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	33.20	N/mm²
f_{cm} =	41.20	N/mm²
f_{cd} =	18.81	N/mm²
f_{ctm} =	3.10	N/mm²
f_{ctk} =	2.17	N/mm²
f_{ctd} =	1.45	N/mm²
E_c =	33643	N/mm²

ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²
E_c =	210000	N/mm²



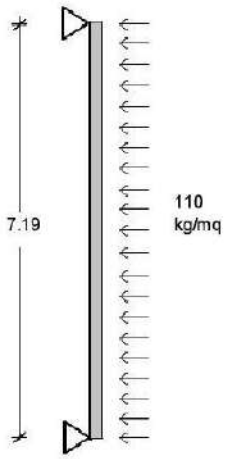
ARMATURA :

	Rete sup	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	
	Rete inf	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	
Travetto A	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto C**	As sup	3 Φ 12 = 3.39 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	3 Φ 12 = 3.39 cmq
Travetto B	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto D**	As sup	2 Φ 12 = 2.26 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	2 Φ 12 = 2.26 cmq

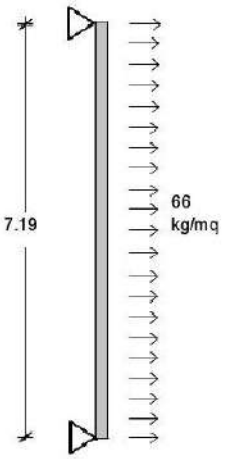
SCHEMA STATICO :

Caso 1 - (Vento):

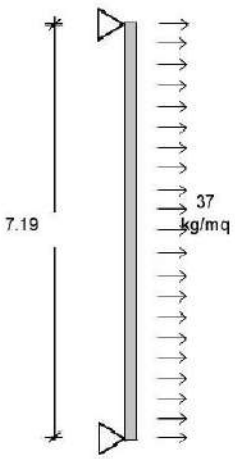
Caso 1a - Vento in dir. - X



Caso 1b - Vento in dir. + X



Caso 2 - (Sisma):



VERIFICHE A FLESSIONE SLU* :

Momento in campata massimo	**Msdu+ =**	**2655**	**kgm**		
Asse neutro x :		0.9	cm		
Deformazione cls compresso ε_C :		0.35	%		
Deformazione acciaio teso ε_S :		3.35	%		
	Mrdu+ =	**3407**	**kgm**	**>** **Msdu+**	**OK**

VERIFICA A TAGLIO (senza armatura a taglio)

(4.1.2.3.5.1 DM 17-01-2018)

bw =	60	cm			
d =	10	cm	κ=	2.00	
N_{ed} =	0	kg	A_s=	9.05	cm^2
A_c =	600	cm^2	ρ=	1.51%	< 2%
σ_{cp} =	0.00	N/mm^2 ≤ (0.2 fcd)	v_{min}=	0.57	

Verifica cls

$$V_{Rd}' = \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} = 5307 \text{ kg}$$

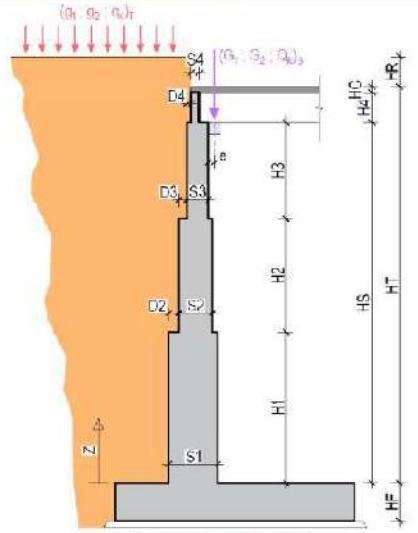
$$V_{Rd}'' = \left(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = 3422 \text{ kg}$$

V_{Rd} = max (V_{Rd}' ; V_{Rd}'') = 5307 kg > Vsdu = 1477 kg OK

7.5 TRAVI PORTA-PANNELLI

COMMESSA :	**Compass (Redesco) - Data Hall Building SWP.28-FH**
OGGETTO :	**Verifica pannelli prefabbricati contro terra (travi porta pannello Support Building e Data Hall) - Caso con pannelli orizzontali**

GEOMETRIA MURO:	Larghezza muro in dir. ortogonale al disegno (B)	400	cm	
	Geometria CONCIO "1" (H1 S1)	74.1	28	cm
	Geometria CONCIO "2" (H2 S2 D2)	0	0	0 cm
	Geometria CONCIO "3" (H3 S3 D3)	0	0	0 cm
	Geometria CONCIO "4" (H4 S4 D4)	0	0	0 cm
	Altezza cappa collaborante (HC)	0	cm	
	Altezza muro sotto solaio (HS)	74	cm	
	Altezza muro totale (HT)	74	cm	
	Altezza terrapieno (HR)	0	cm	
	Altezza fondazione (HF)	40	cm	
	Eccentricità appoggio solaio (e)	0	cm	
MATERIALI MURO:	Calcestruzzo muro (R_{ck_M})	400	daN/cmq	
	Acciaio d'armatura muro (f_{yk})	4500	daN/cmq	
AZIONI ELEMENTARI: (valori caratteristici)	A1) Peso proprio calcestruzzo (ρ_C)	2500	daN/mc	
	A2) Peso proprio terrapieno (ρ_T)	2000	daN/mc	
	A3) Perm. definiti sopra terrapieno ($g_{1,T}$)	0.1	daN/mq	
	A4) Perm. non def. sopra terrapieno ($g_{2,T}$)	0	daN/mq	
	A5) Variabili sopra terrapieno ($q_{K,T}$)	0	daN/mq	ψ_2 = 1.0
	A6) Permanenti definiti solaio ($G_{1,S}$)	0	daN/m	
	A7) Permanenti non definiti solaio ($G_{2,S}$)	0	daN/m	
	A8) Variabili solaio ($Q_{K,S}$)	0	daN/m	ψ_2 = 0.8
	A9) Accel. sismica di progetto SLV (a_g-S)	0.000	g	
TERRAPIENO:	Angolo d'attrito interno terrapieno ($\phi_{T,k}$)		°	
	Coefficiente di spinta a riposo (K0)	0.81	-	
	Spinta orizz. A2 ($H_{A2\_HT,k}$ $H_{A2\_HT+HF,k}$)	1779	4218	daN
	Spinta orizz. A3-A4-A5 ($H_{A345\_HT,k}$ $H_{A345\_HT+HF,k}$)	0	0	daN
	Coefficiente di riduzione accel. sismica (β_m)	1	-	
	Coefficiente sismici SLV (k_h $\pm k_v$)	0	0	-
	Spinta oriz. A9 con $k_v \downarrow$ ($H_{A9\downarrow\_HT}$ $H_{A9\downarrow\_HT+HF}$)	0	0	daN
	Spinta oriz. A9 con $k_v \uparrow$ ($H_{A9\uparrow\_HT}$ $H_{A9\uparrow\_HT+HF}$)	0	0	daN

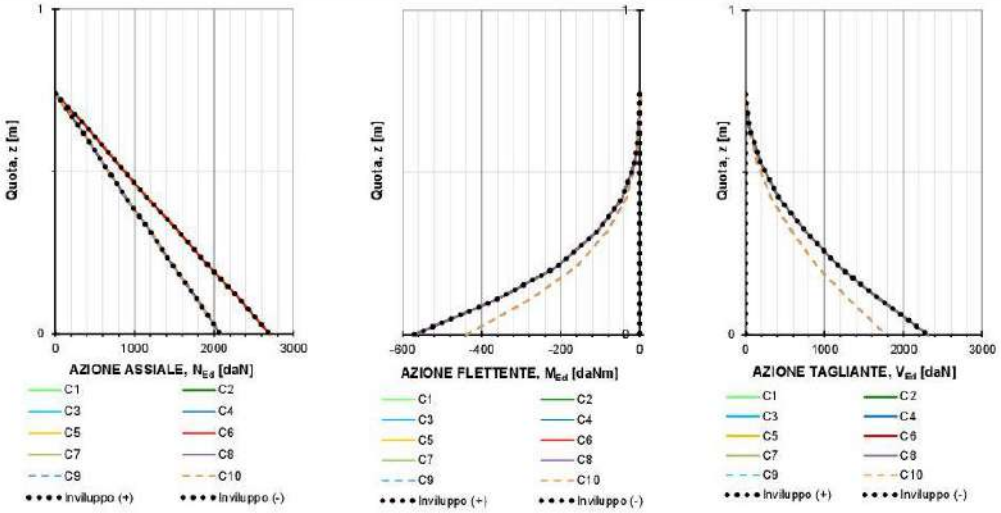


SPINTE ORIZZONTALI MAX.	su "HT"	su "HT+HF"	
SLU-A1	2313	5484	daN
SLE-RARA	1779	4218	daN
SLV	1779	4218	daN

		A1	A2		A3		A4		A5		A6	A7	A8	A9	
			↓	→	↓	→	↓	→	↓	→				$k_v \downarrow$	$k_v \uparrow$
COMBINAZIONI DI CARICO:	**C1)** SLU A1 n°1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50		
	C2) SLU A1 n°2	1.30	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.30	1.50	1.50		
	C3) SLU A1 n°3	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50		
	C4) SLU A1 n°4	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.30	1.50	1.50		
	C5) SLU A1 n°5	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.80	0.00		
	C6) SLU A1 n°6	1.30	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.00	0.80	0.00		
	C7) SLU A1 n°7	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.80	0.00		
	C8) SLU A1 n°8	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.00	0.80	0.00		
	C9) SLV 1 ($k_v \downarrow$)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	
	C10) SLV 2 ($k_v \uparrow$)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80		1.00

VINCOLI:	Superiore (0 = carrello 1 = libero)	1	Quota vincolo:	0.74 m (piano medio cappa)
	Inferiore (0 = cerniera 0÷1 = semi-incastro; 1 = incastro)	1	Quota vincolo:	0.00 m (base muro)

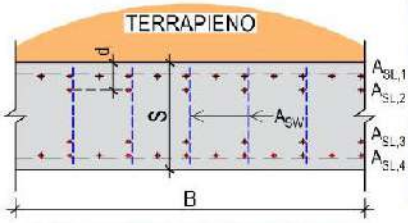
DIAGRAMMI DELLE AZIONI INTERNE



VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO

SEZIONE 1

QUOTA (z) = 0.00 m SPESSORE (S) = 0.28 m



NB: SE SI HANNO SOLO DUE LIVELLI DI ARMATURE A_{SL} COMPILARE I CAMPI "$A_{SL,1}$" e "$A_{SL,4}$"

Armature verticali (A_{SL})								d_i
$A_{SL,1}$	1	ϕ	16	+	ϕ	=	2.01 cmq	9.0 cm
$A_{SL,2}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,3}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,4}$	1	ϕ	16	+	ϕ	=	2.01 cmq	9.0 cm

N.B. Resistenza di 1 Ø16 equivalente a boccola Chryso RUR M20 con armatura integrativa

Armatura a taglio (A_{SW})									
Geom.	d =	9.0	cm	con puntoni compressi ad inclinazione			θ =	45	°
$A_{SW,1}$	br. ϕ	10		con passo vert.	10	cm =	0.00 cmq/m	α =	90 °
$A_{SW,2}$	br. ϕ			con passo vert.		cm =	0.00 cmq/m	α =	°

Spinotti integrativi contro lo scorrimento ($A_{SL,INT}$)							
Mecc. di scorrimento possibile?	SI	→	1	ϕ	20	=	3.14 cmq

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

RUN

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	M_{Ed} [daNm]	$M_{Rd}(N_{Ed})$ [daNm]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	-571	-3345	OK	5.85
C2	2697	-571	-3345	OK	5.85
C3	2075	-571	-3259	OK	5.70
C4	2075	-571	-3259	OK	5.70
C5	2697	-571	-3345	OK	5.85
C6	2697	-571	-3345	OK	5.85
C7	2075	-571	-3259	OK	5.70
C8	2075	-571	-3259	OK	5.70
C9	2075	-440	-3259	OK	7.42
C10	2075	-440	-3259	OK	7.42

VERIFICA A TAGLIO

Resistenza a taglio sufficiente SENZA armature trasversali

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	$V_{Rd\_NN\ ARM.\ A.T.}$ [daN]	$V_{Rd\_ARM.\ A.T.}$ [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C2	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C3	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C4	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C5	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C6	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C7	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C8	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C9	2075	1779	20635	-	OK	>10
C10	2075	1779	20635	-	OK	>10

VERIFICA A SCORRIMENTO

Resistenza a scorrimento sufficiente SENZA spinotti integrativi

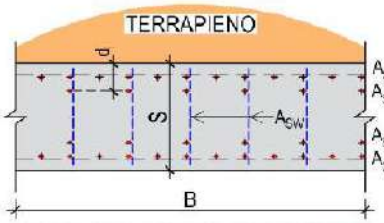
Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	V_{dd} (*) [daN]	V_{id} [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C2	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C3	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C4	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C5	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C6	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C7	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C8	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C9	2075	1779	3898	3093	OK	3.93
C10	2075	1779	3898	3093	OK	3.93

(*) = Il contributo offerto dall "effetto spinotto V_{dd}" alla resistenza a scorrimento computa:
- le armature verticali "A_{SL}" (solo la quota parte risultante in eccesso dalla precedente verifica a presso-flessione);
- gli spinotti integrativi "$A_{SL,INT}$" (solo se risultanti necessari).

VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO

SEZIONE 2

QUOTA (z) = 0.00 m SPESSORE (S) = 0.28 m



NB: SE SI HANNO SOLO DUE LIVELLI DI ARMATURE A_{SL} COMPILARE I CAMPI "$A_{SL,1}$" e "$A_{SL,4}$"

Armature verticali (A_{SL})								d_i
$A_{SL,1}$	2	ϕ	12	+	ϕ	=	2.26 cmq	6.0 cm
$A_{SL,2}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,3}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,4}$	2	ϕ	12	+	ϕ	=	2.26 cmq	6.0 cm

Armatura a taglio (A_{SW})									
Geom.	d	=	9.0	cm	con puntoni compressi ad inclinazione			θ =	45 °
$A_{SW,1}$	0	br. ϕ	10	con passo vert.	10	cm =	0.00 cmq/m	α =	90 °
$A_{SW,2}$		br. ϕ		con passo vert.		cm =	0.00 cmq/m	α =	°

Spinotti integrativi contro lo scorrimento (A_{SJ_INT})					
Mecc. di scorrimento possibile?	NO	→	ϕ	=	0.00 cmq

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

RUN

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	M_{Ed} [daNm]	$M_{Rd}(N_{Ed})$ [daNm]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	-571	-4244	OK	7.43
C2	2697	-571	-4244	OK	7.43
C3	2075	-571	-4159	OK	7.28
C4	2075	-571	-4159	OK	7.28
C5	2697	-571	-4244	OK	7.43
C6	2697	-571	-4244	OK	7.43
C7	2075	-571	-4159	OK	7.28
C8	2075	-571	-4159	OK	7.28
C9	2075	-440	-4159	OK	9.46
C10	2075	-440	-4159	OK	9.46

VERIFICA A TAGLIO

Resistenza a taglio sufficiente SENZA armature trasversali

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	$V_{Rd\_NN\ ARM.\ A\ T.}$ [daN]	$V_{Rd\_ARM.\ A\ T.}$ [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C2	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C3	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C4	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C5	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C6	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C7	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C8	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C9	2075	1779	20635	-	OK	>10
C10	2075	1779	20635	-	OK	>10

VERIFICA A SCORRIMENTO

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	V_{dd} (*) [daN]	V_{ru} [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	-	-	-	-
C2	2697	2313	-	-	-	-
C3	2075	2313	-	-	-	-
C4	2075	2313	-	-	-	-
C5	2697	2313	-	-	-	-
C6	2697	2313	-	-	-	-
C7	2075	2313	-	-	-	-
C8	2075	2313	-	-	-	-
C9	2075	1779	-	-	-	-
C10	2075	1779	-	-	-	-

(*) = Il contributo offerto dall' "effetto spinotto V_{dd}" alla resistenza a scorrimento computa:
- *le armature verticali "A_{SL}" (solo la quota parte risultante in eccesso dalla precedente verifica a presso-flessione);*
- *gli spinotti integrativi "A_{SJ_INT}" (solo se risultanti necessari).*

A04 – DIAFRAMMA RIGIDO

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI	MEG

Sommario

1 PREMESSA 3
1.1 OGGETTO DEL DOCUMENTO 3
2 MODELLO DI CALCOLO 6
2.1 DESCRIZIONE 6
2.2 CONDIZIONI DI CARICO 7
2.2.1 Combinazioni di verifica 7
2.3 SPOSTAMENTI GLOBALI 8
3 CONNESSIONE TRA TEGOLI TT 9
3.1 RISULTATI DELL'ANALISI 9
3.1.1 Connessione di tipo 1 9
3.1.2 Connessione di tipo 2 10
3.2 VERIFICHE 11
3.2.1 Connessione di tipo 1 11
3.2.2 Connessione di tipo 2 12
4 COLLEGAMENTO CON GETTO IN OPERA 13
4.1 RISULTATI DELL'ANALISI 13
4.2 VERIFICHE 14
4.2.1 Trave di bordo 14
4.2.2 Trave centrale 15
4.2.3 Trave laterale 16

1 PREMESSA

1.1 OGGETTO DEL DOCUMENTO

Oggetto del presente allegato è la verifica delle connessioni, getto in opera e piastre saldate, nel rispetto dell'ipotesi di diaframma rigido di piano a livello del tetto degli edifici.

Nella modellazione degli edifici per la determinazione delle azioni sismiche, come riportato nei precedenti allegati, è stato considerato un diaframma rigido al livello della copertura. Questa assunzione è normalmente verificata dalla presenza di una cappa in calcestruzzo gettata in opera che solidarizza tutti gli elementi prefabbricati che costituiscono l'impalcato.
Nel caso in esame invece la modalità costruttiva prevede l'esecuzione di un getto di una striscia di calcestruzzo solamente in prossimità delle travi; i tegoli sono poi tra loro collegati lungo il loro sviluppo da piastre metalliche puntuali saldate su appositi inserti previsti nei TT prefabbricati.
Si riporta una rappresentazione dei collegamenti di piano.

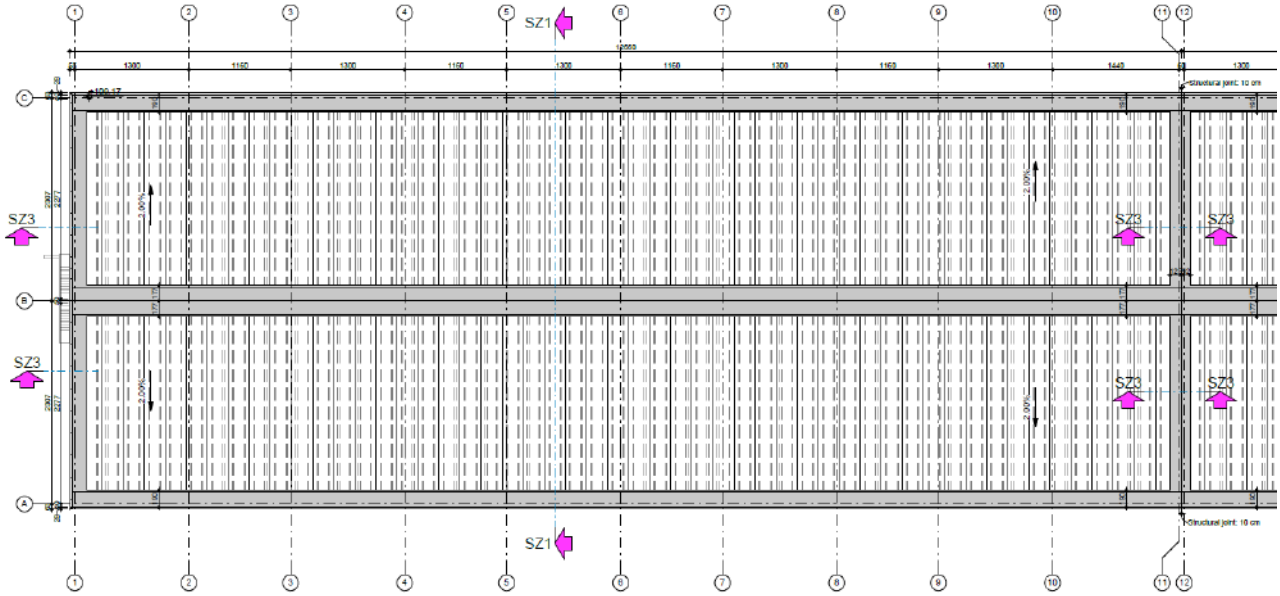


Fig. 1-1 : Getto perimetrale in opera (cornice grigia)

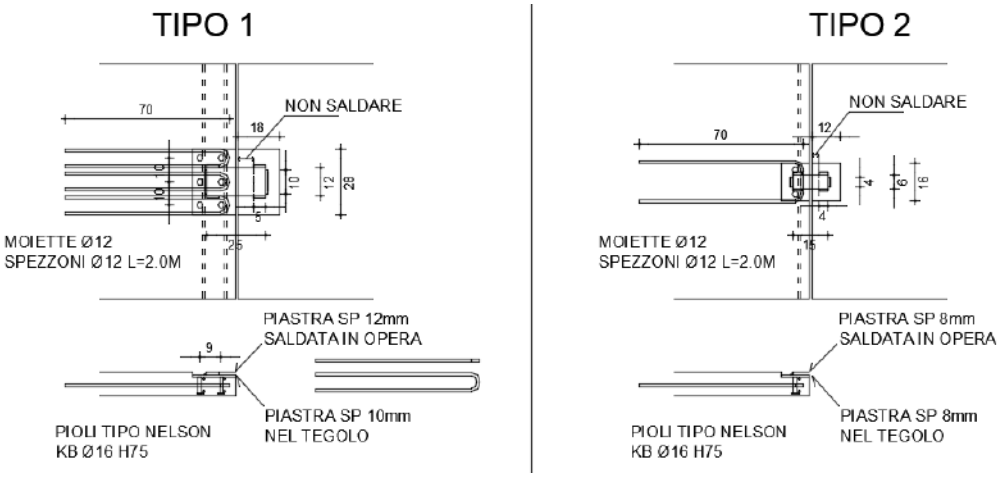


Fig. 1-2 : Schema tipologia collegamenti tra tegoli adiacenti

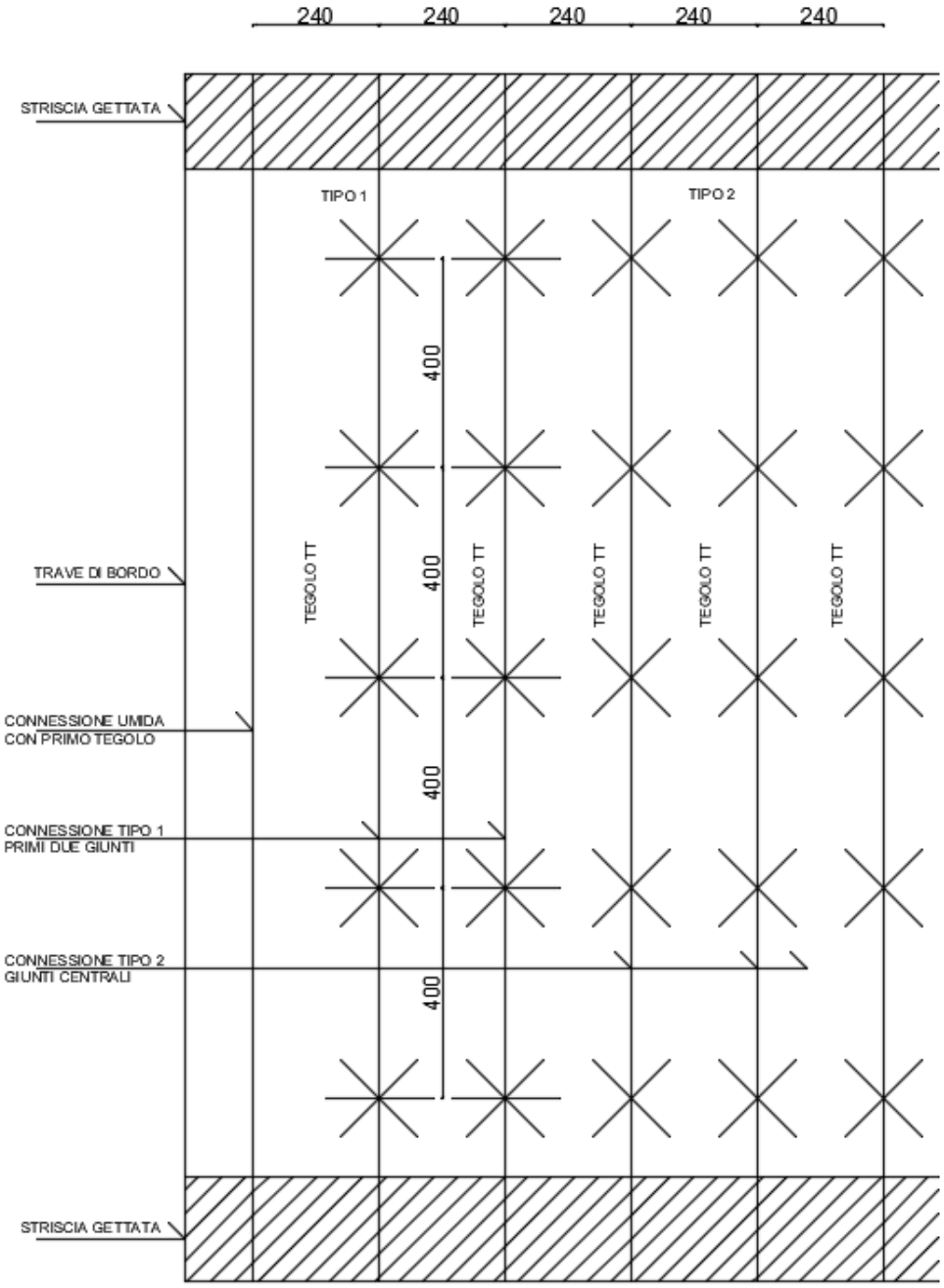


Fig. 1-3 : Pianta posizionamento collegamenti tra tegoli adiacenti

Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda alle tavole di progetto.

2 MODELLO DI CALCOLO

2.1 DESCRIZIONE

Per cogliere la distribuzione delle azioni all'interno delle connessioni, è stato realizzato un modello ad hoc in cui i tegoli e le travi sono modellati con elementi di tipo plate.
I tegoli TT adiacenti sono tra loro separati e collegati da link elastici in corrispondenza delle piastre saldate. Alle estremità gli elementi plate collegano travi e tegoli per schematizzare il getto in opera.
Si valutano le azioni per l'edificio DH che risulta il più esteso; le medesime considerazioni valgono per analogia anche per l'edificio SB.
Nel seguito si riportano alcune immagini del modello utilizzato.

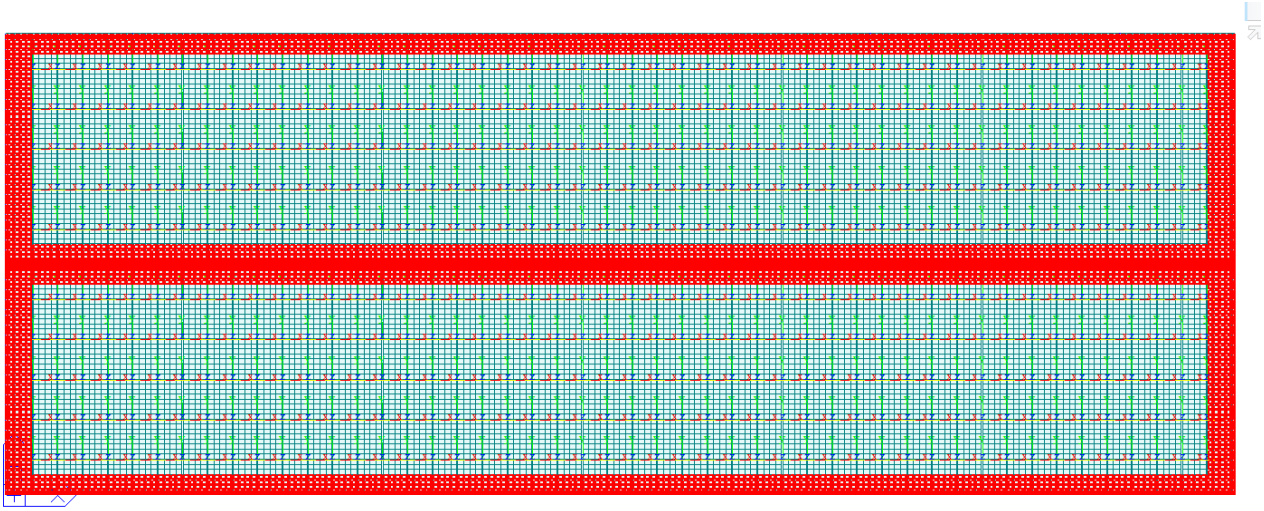


Fig. 2-1 : Copertura - modello con evidenziata la striscia di getto ed i link tra i tegoli

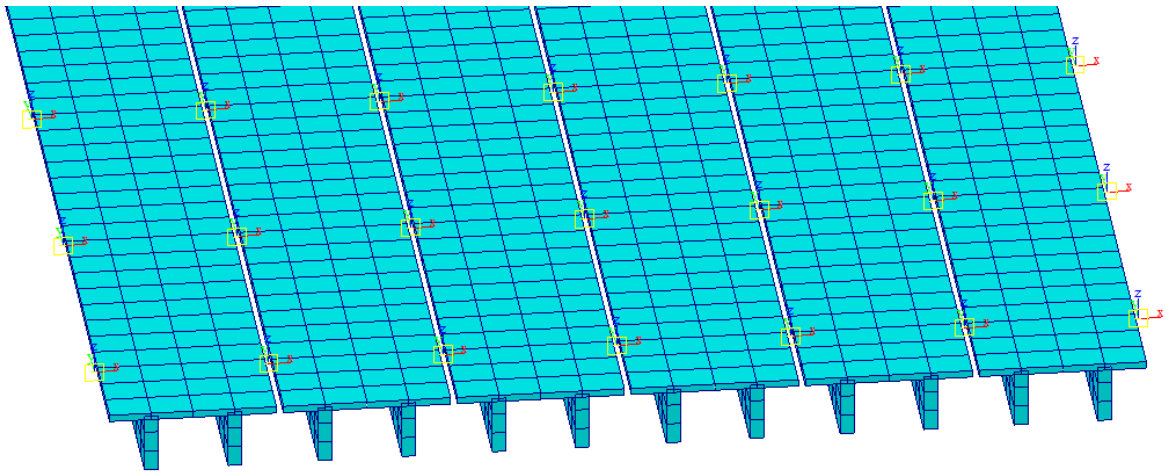


Fig. 2-2 : Copertura - modello con dettaglio della connessione puntuale tra tegoli adiacenti

I link che simulano le piastre possiedono una rigidezza assiale ed a taglio proporzionale alla effettiva tipologia di connessione che verrà realizzata.

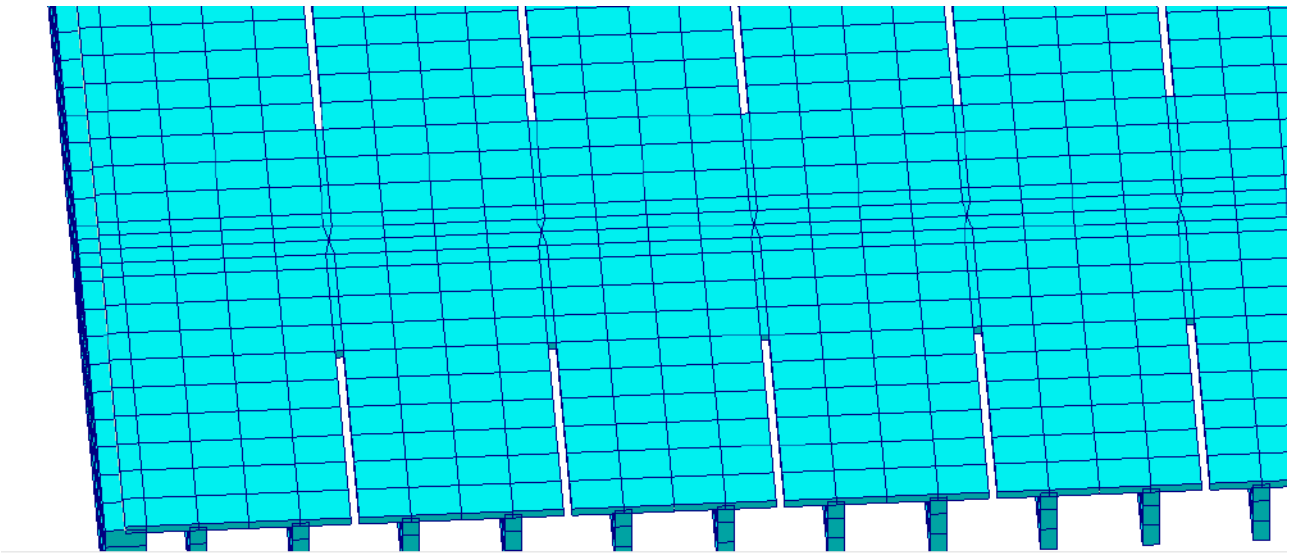


Fig. 2-3 : Copertura - modello con dettaglio della connessione plate in corrispondenza delle travi

2.2 CONDIZIONI DI CARICO

La condizione di carico considerate per l'analisi comprendono i carichi permanenti applicati successivamente alla realizzazione delle connessioni, le azioni sismiche e la variazione termica.
In particolare l'azione sismica è applicata come un carico distribuito al livello della soletta superiore, a partire dal taglio globale nelle due direzioni del piano ottenute dai modelli dei singoli edifici utilizzati per le analisi globali. Questa assunzione è a favore di sicurezza poiché una parte della massa sismica che genera il taglio totale alla base è in realtà attribuibile alle travi ed alle colonne che in realtà non contribuiscono alle azioni nei collegamenti sopra citati.
Riguardo la variazione termica si è analizzata una condizione più gravosa rispetto a quella generale prevista dalla norma. Come indicato nella parte generale della presente relazione, la temperatura di esercizio all'interno del DH ricavata dalle informazioni condivise con il team progettuale è pari a circa 36°C. La temperatura ambientale al momento della posa e realizzazione delle connessioni è ipotizzata pari a + 20°C pertanto la variazione termica considerata per questa analisi di dettaglio è pari a DT = +/- 16°C

2.2.1 Combinazioni di verifica

In base a quanto riportato nel cap. 7.4.4.4.1 delle NTC'18 le forze nel diaframma devono essere aumentate del 30% per le verifiche strutturali. Inoltre, dato che il meccanismo dissipativo degli edifici è costituito dall'incastro alla base delle colonne, si ritiene corretto che i meccanismi di trasferimento delle azioni che si trovano a monte di quello dissipativo, siano calcolati per una azione elastica, rimoltiplicando le azioni del modello per il fattore di comportamento q = 1.50.
Le azioni dovute al sisma sono quindi così amplificate:

SIS 1 = 1.50 x 1.30 x (Ex + 0.3 Ey); SIS 2 = 1.50 x 1.30 x (Ey + 0.3 Ex);

Le combinazioni di verifica sono quindi le seguenti:

V d (E) 1 = PERM + SIS 1; V d (E) 2 = PERM + SIS 2

V d (T) 3 = PERM + 1.50 DT; V d (T) 4 = PERM - 1.50 DT

2.3 SPOSTAMENTI GLOBALI

Si mostra nel seguito come gli spostamenti nel piano della copertura rispecchino l'assunzione di piano rigido. I valori assoluti non devono essere presi come riferimento data la particolarità di questo modello di dettaglio ma è interessante notare come non vi siano movimenti relativi tra le diverse parti della copertura, sotto l'azione sismica in entrambe le direzioni del piano.

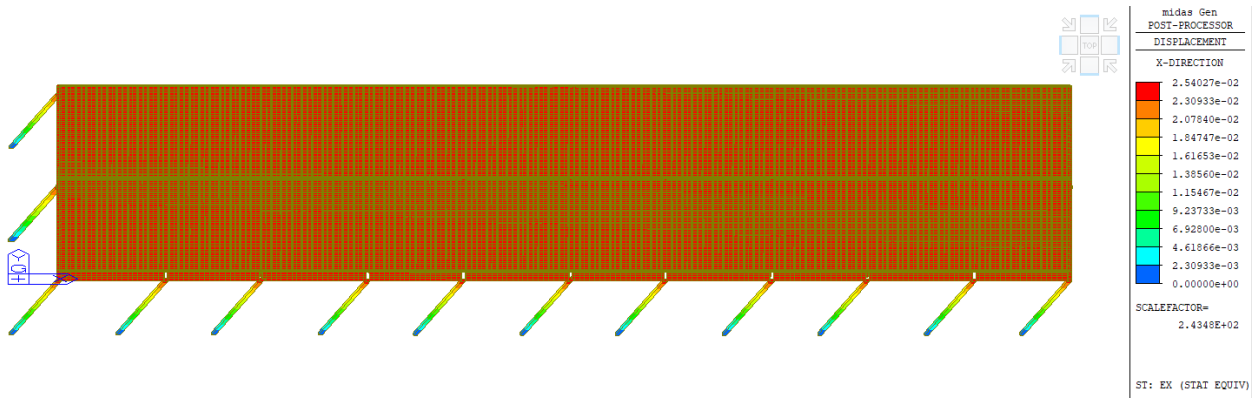


Fig. 2-4 : Spostamenti per condizione dir x (statica equivalente)

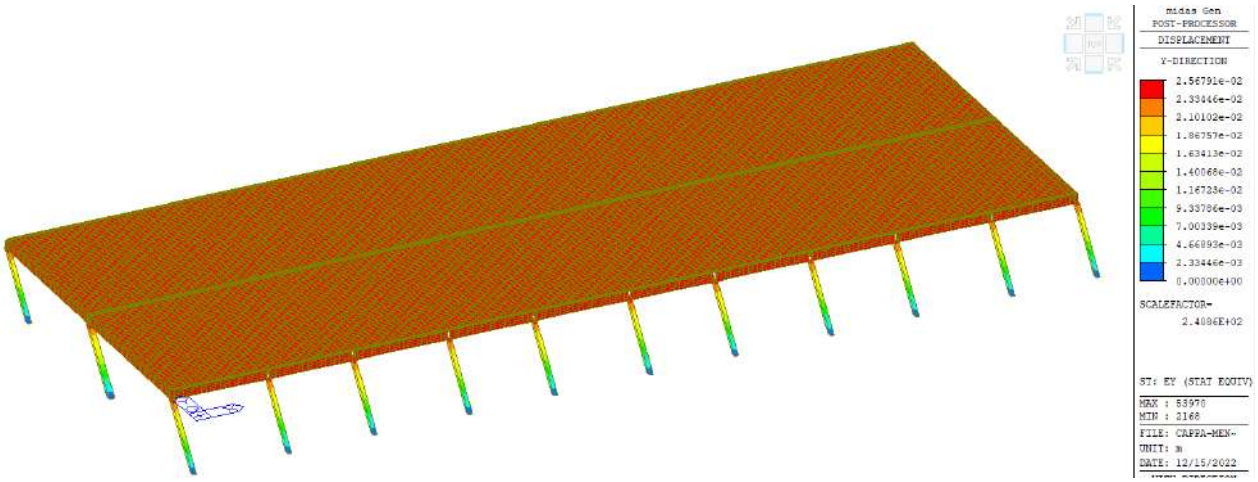


Fig. 2-5 : Spostamenti per condizione dir y (statica equivalente)

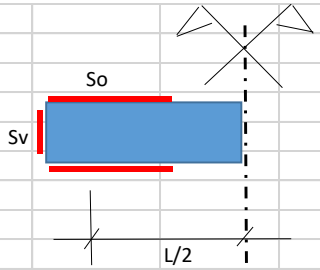
3 CONNESSIONE TRA TEGOLI TT

3.1 RISULTATI DELL'ANALISI

Le rigidezze delle connessioni inserite nel modello sono calcolate a partire dalle effettive dimensioni della piastra di collegamento. Le connessioni sono efficaci solo nelle due direzioni del piano.

3.1.1 Connessione di tipo 1

Geometria									
b	12.0	cm							
h (spessore)	1.2	cm							
L	20.0	cm							
Area	14.4	cmq							
J	172.8	cm4							
Wel	28.8	cm3							
Wpl	43.2	cm3							
Materiali									
S275									
ftk	51.00	kN/cmq							
fyk	35.50	kN/cmq							
γs	1.15								
fyd	30.87	kN/cmq							
E	2.10E+04	kN/cmq							
Rigidezze									
Assiale	1.51E+04	kN/cm	[EA/L]						
	1.51E+06	kN/m							
Taglio	5.44E+03	kN/cm	[12EJ/L^3]						
	5.44E+05	kN/m							



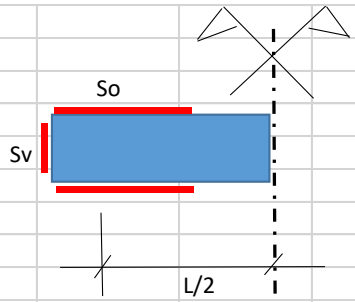
I massimi valori concomitanti per la connessione di tipo 1, valida per le estremità dell'edificio, sono riportati nelle seguenti tabelle.

Azioni SLU

	CONCOMITANTI					CONCOMITANTI			
Vd (E) 1-2	Axial	Shear-y	M-y [VL/2]	M/d	Vd (T) 3-4	Axial	Shear-y	M-y [VL/2]	M/d
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]		[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
max Ax	7.1	8.1	0.8	6.8	max Ax	9.0	-24.8	-2.5	-20.6
min Ax	-42.0	2.9	0.3	2.5	min Ax	-50.0	10.1	1.0	8.4
max Sh	-8.1	91.7	9.2	76.4	max Sh	-4.7	71.9	7.2	59.9
min Sh	-6.2	-87.4	-8.7	-72.9	min Sh	-4.7	-71.9	-7.2	-59.9
max Comb	-8.1	91.7	9.2	76.4	max Comb	-4.7	71.9	7.2	59.9

3.1.2 Connessione di tipo 2

Geometria									
b	6.0	cm							
h (spessore)	0.8	cm							
L	11.0	cm							
Area	4.8	cmq							
J	14.4	cm4							
Wel	4.8	cm3							
Wpl	7.2	cm3							
Materiali									
S275									
ftk	51.00	kN/cmq							
fyk	35.50	kN/cmq							
γs	1.15								
fyd	30.87	kN/cmq							
E	2.10E+04	kN/cmq							
Rigidezze									
Assiale	9.16E+03	kN/cm	[EA/L]						
	9.16E+05	kN/m							
Taglio	2.73E+03	kN/cm	[12EJ/L^3]						
	2.73E+05	kN/m							



I massimi valori concomitanti per la connessione di tipo 2, valida per le parti centrali dell'edificio, sono riportati nelle seguenti tabelle.

Azioni SLU

	CONCOMITANTI			
Vd (E) 1-2	Axial	Shear-y	M-y [VL/2]	M/d
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
max Ax	14.1	12.4	0.7	11.4
min Ax	-31.2	2.1	0.1	2.0
max Sh	-2.6	20.3	1.1	18.6
min Sh	-2.5	-17.3	-1.0	-15.9
max Comb	-31.2	2.1	0.1	2.0

	CONCOMITANTI			
Vd (T) 3-4	Axial	Shear-y	M-y [VL/2]	M/d
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
max Ax	16.9	-3.5	-0.2	-3.2
min Ax	-36.6	-1.1	-0.1	-1.0
max Sh	-18.5	13.8	0.8	12.7
min Sh	-18.5	-13.8	-0.8	-12.7
max Comb	-36.6	-1.1	-0.1	-1.0

3.2 VERIFICHE

A partire dale azioni sopra riportate si verificano le connessioni sia lato la piastra da saldare in opera sia lato inserto nel tegolo prefabbricato

3.2.1 Connessione di tipo 1

Verifiche sezionali

Vd (E) 1-2	σ	τ	σ id	VER
	[kN/cmq]	[kN/cmq]	[kN/cmq]	
max Ax	2.4	0.6	2.6	OK
min Ax	3.6	0.2	3.6	OK
max Sh	21.8	6.4	24.4	OK
min Sh	20.7	-6.1	23.2	OK
max Comb	21.8	6.4	24.4	OK

Vd (T) 3-4	σ	τ	σ id	VER
	[kN/cmq]	[kN/cmq]	[kN/cmq]	
max Ax	6.4	-1.7	7.0	OK
min Ax	5.8	0.7	5.9	OK
max Sh	17.0	5.0	19.1	OK
min Sh	17.0	-5.0	19.1	OK
max Comb	17.0	5.0	19.1	OK

Verifiche saldature

Vd (E) 1-2	Soriz	S vert	MAX	VER
	[kN/cm]	[kN/cm]	[kN/cm]	
max Ax	2.5	1.0	2.5	OK
min Ax	5.6	0.4	5.6	OK
max Sh	19.2	10.9	19.2	OK
min Sh	18.1	-10.4	18.1	OK
max Comb	19.2	10.9	19.2	OK

Vd (T) 3-4	Soriz	S vert	MAX	VER
	[kN/cm]	[kN/cm]	[kN/cm]	
max Ax	6.0	-2.9	6.0	OK
min Ax	7.9	1.2	7.9	OK
max Sh	14.8	8.6	14.8	OK
min Sh	14.8	-8.6	14.8	OK
max Comb	14.8	8.6	14.8	OK

Verifiche Pioli Nelson

n tot pioli	6.00		fyk	35.00	kN/cmq
d int	20.00	cm	γs	1.25	
n pioli 1 fila	2.00		fyd	28.0	kN/cmq
d piolo	15.80	mm	fvd	16.2	kN/cmq
A piolo	1.96	cmq	Fvr	31.7	kN

Vd (E) 1-2	Fs (N-M)	Fs (V)	Tot	VER
	[kN]	[kN]	[kN]	
max Ax	3.2	1.4	3.5	OK
min Ax	7.7	0.5	7.7	OK
max Sh	24.3	15.3	28.7	OK
min Sh	22.9	14.6	27.1	OK
max Comb	24.3	15.3	28.7	OK

Vd (T) 3-4	Fs (N-M)	Fs (V)	Tot	VER
	[kN]	[kN]	[kN]	
max Ax	7.7	4.1	8.7	OK
min Ax	10.8	1.7	11.0	OK
max Sh	18.8	12.0	22.3	OK
min Sh	18.8	12.0	22.3	OK
max Comb	18.8	12.0	22.3	OK

Verifiche Armature di ancoraggio

d ferri	12.00	mm	fyk	45.00	kN/cmq
braccia	2.00		γs	1.15	
A ferri tot	2.26	cmq	fyd	39.1	kN/cmq
			Frd	88.5	kN

Vd (E) 1-2	Fs TOT			VER
	[kN]			
max Ax	7.0			OK
min Ax	15.5			OK
max Sh	57.4			OK
min Sh	54.3			OK
max Comb	57.4			OK

Vd (T) 3-4	Fs TOT			VER
	[kN]			
max Ax	17.5			OK
min Ax	21.9			OK
max Sh	44.5			OK
min Sh	44.5			OK
max Comb	44.5			OK

3.2.2 Connessione di tipo 2

Verifiche sezionali

Vd (E) 1-2	σ	τ	σ id	VER
	[kN/cmq]	[kN/cmq]	[kN/cmq]	
max Ax	12.4	2.6	13.2	OK
min Ax	8.1	0.4	8.2	OK
max Sh	16.0	4.2	17.6	OK
min Sh	13.8	-3.6	15.1	OK
max Comb	8.1	0.4	8.2	OK

Vd (T) 3-4	σ	τ	σ id	VER
	[kN/cmq]	[kN/cmq]	[kN/cmq]	
max Ax	6.2	-0.7	6.3	OK
min Ax	8.5	-0.2	8.5	OK
max Sh	14.4	2.9	15.2	OK
min Sh	14.4	-2.9	15.2	OK
max Comb	8.5	-0.2	8.5	OK

Verifiche saldature

Vd (E) 1-2	Soriz	S vert	MAX	VER
	[kN/cm]	[kN/cm]	[kN/cm]	
max Ax	8.2	5.5	8.2	OK
min Ax	7.8	1.0	7.8	OK
max Sh	8.9	9.0	9.0	OK
min Sh	7.7	-7.7	7.7	OK
max Comb	7.8	1.0	7.8	OK

Vd (T) 3-4	Soriz	S vert	MAX	VER
	[kN/cm]	[kN/cm]	[kN/cm]	
max Ax	5.2	-1.6	5.2	OK
min Ax	8.6	-0.5	8.6	OK
max Sh	9.8	6.2	9.8	OK
min Sh	9.8	-6.2	9.8	OK
max Comb	8.6	-0.5	8.6	OK

Verifiche Pioli Nelson

n tot pioli	2.00		fyk	35.00	kN/cmq
d int	10.00	cm	γs	1.25	
n pioli 1 fila	1.00		fyd	28.0	kN/cmq
d piolo	15.80	mm	fvd	16.2	kN/cmq
A piolo	1.96	cmq	Fvr	31.7	kN

Vd (E) 1-2	Fs (N-M)	Fs (V)	Tot	VER
	[kN]	[kN]	[kN]	
max Ax	13.9	6.2	15.2	OK
min Ax	16.8	1.1	16.8	OK
max Sh	12.5	10.1	16.1	OK
min Sh	10.8	8.7	13.8	OK
max Comb	16.8	1.1	16.8	OK

Vd (T) 3-4	Fs (N-M)	Fs (V)	Tot	VER
	[kN]	[kN]	[kN]	
max Ax	10.3	1.7	10.5	OK
min Ax	18.9	0.6	18.9	OK
max Sh	16.8	6.9	18.2	OK
min Sh	16.8	6.9	18.2	OK
max Comb	18.9	0.6	18.9	OK

Verifiche Armature di ancoraggio

d ferri	12.00	mm	fyk	45.00	kN/cmq
braccia	1.00		γs	1.15	
A ferri tot	1.13	cmq	fyd	39.1	kN/cmq
			Frd	44.3	kN

Vd (E) 1-2	Fs TOT			VER
	[kN]			
max Ax	30.4			OK
min Ax	33.6			OK
max Sh	32.1			OK
min Sh	27.7			OK
max Comb	33.6			OK

Vd (T) 3-4	Fs TOT			VER
	[kN]			
max Ax	21.0			OK
min Ax	37.9			OK
max Sh	36.4			OK
min Sh	36.4			OK
max Comb	37.9			OK

4 COLLEGAMENTO CON GETTO IN OPERA

Il tegolo ha normalmente uno spessore della cappa superiore di 10.0cm. In corrispondenza delle zone gettate lo spessore si riduce a 5,0 cm in modo che il successivo getto in opera (di 5,0 cm) riporti la quota di estradosso allo stesso livello. Dal tegolo affiorano spezzoni di armatura per la sovrapposizione con l'armatura del getto in opera, uno schema è rappresentato nelle seguenti immagini, per i dettagli si rimanda alle tavole di progetto.

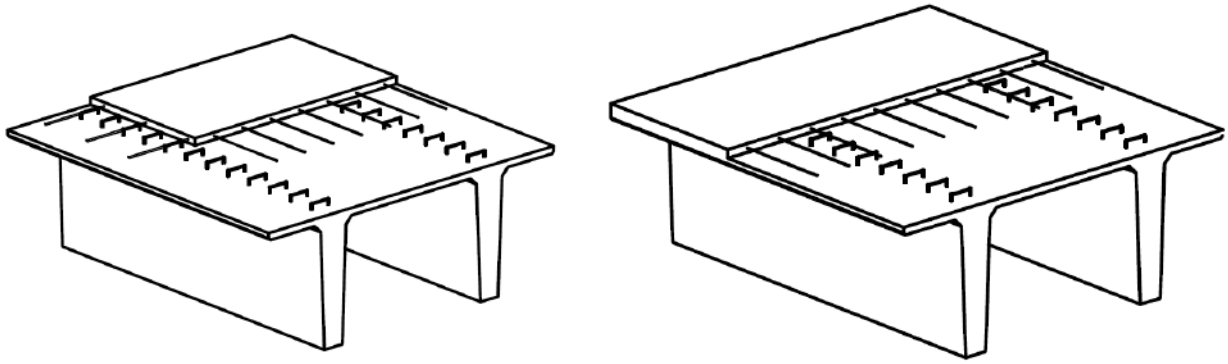


Fig. 4-1 : Schema spessori cappa prefabbricata ed armature di connessione per tegolo di bordo e tipico

L'armatura affiorante dai tegoli è composta da Ø10/20 che viene ripresa da analoga posata nello spessore del getto. Nella direzione ad essi ortogonale e parallela alle travi di bordo l'armatura nella cappa gettata è costituita da Ø12/10 cm.

4.1 RISULTATI DELL'ANALISI

Si analizzano le risultanti delle azioni interne negli elementi che costituiscono la cappa di collegamento in corrispondenza di un numero significativo di sezioni lungo tutto l'edificio, sia per le travi di bordo che per quelle centrali o laterali. Un esempio di output è rappresentato in figura.

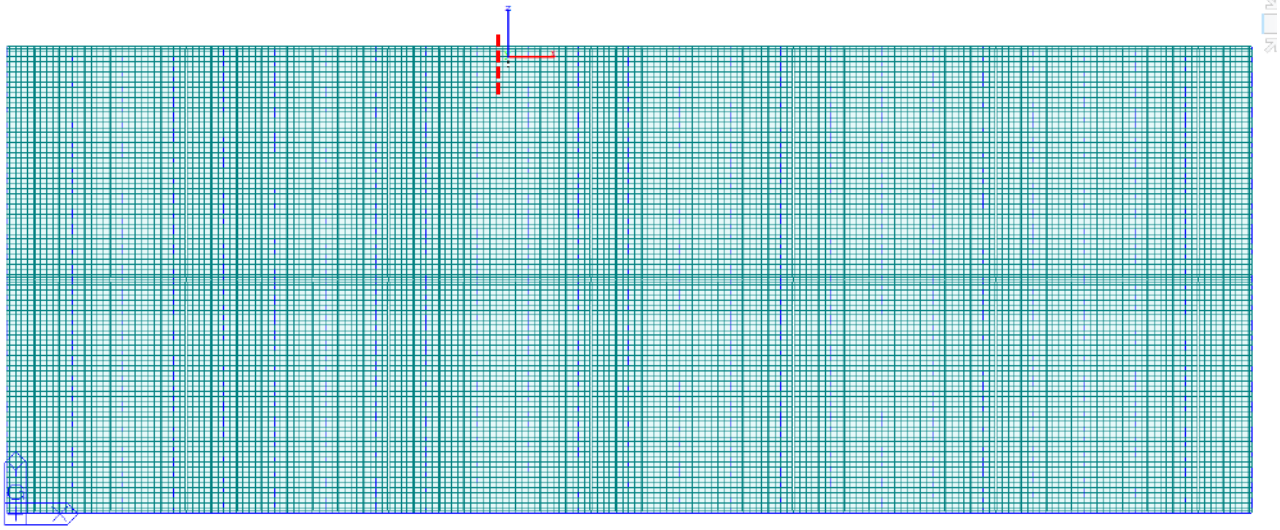


Fig. 4-2 : Esempio di risultanti (Result Foce Sum) ricavate dal modello

Name	Load	Length (m)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
Tr bordo app-4	DT	2.0	-46.6	0.9	0.7	-0.5	-12.7	0.0
Tr bordo app-4	Ex (stat equiv)	2.0	2.7	0.2	-2.8	-0.1	0.2	-0.1
Tr bordo app-4	Ey (stat equiv)	2.0	34.1	5.2	2.4	-2.5	-1.1	-1.3
Tr bordo app-4	Perm	2.0	333.3	-6.6	-8.7	4.3	168.5	4.5
Tr bordo app-4	Vd(E) 1	2.0	358.5	-3.2	-12.8	2.8	168.1	3.7
Tr bordo app-4	Vd(E) 2	2.0	401.4	3.6	-5.6	-0.6	166.4	2.0
Tr bordo app-4	Vd(T) 3	2.0	263.3	-5.3	-7.7	3.6	149.4	4.5
Tr bordo app-4	Vd(T) 4	2.0	403.3	-7.9	-9.7	5.1	187.6	4.6

4.2 VERIFICHE

Le verifiche a pressoflessione sono riportate nel seguito per tutte le sezioni tipiche. Le sollecitazioni taglianti (Vz) sono sempre modeste e l'armatura di sovrapposizione con quella affiorante nei tegoli consente sempre di soddisfare ampiamente le verifiche.

4.2.1 Trave di bordo

Si tratta del getto in corrispondenza delle travi sul lato lungo di DH e SB.

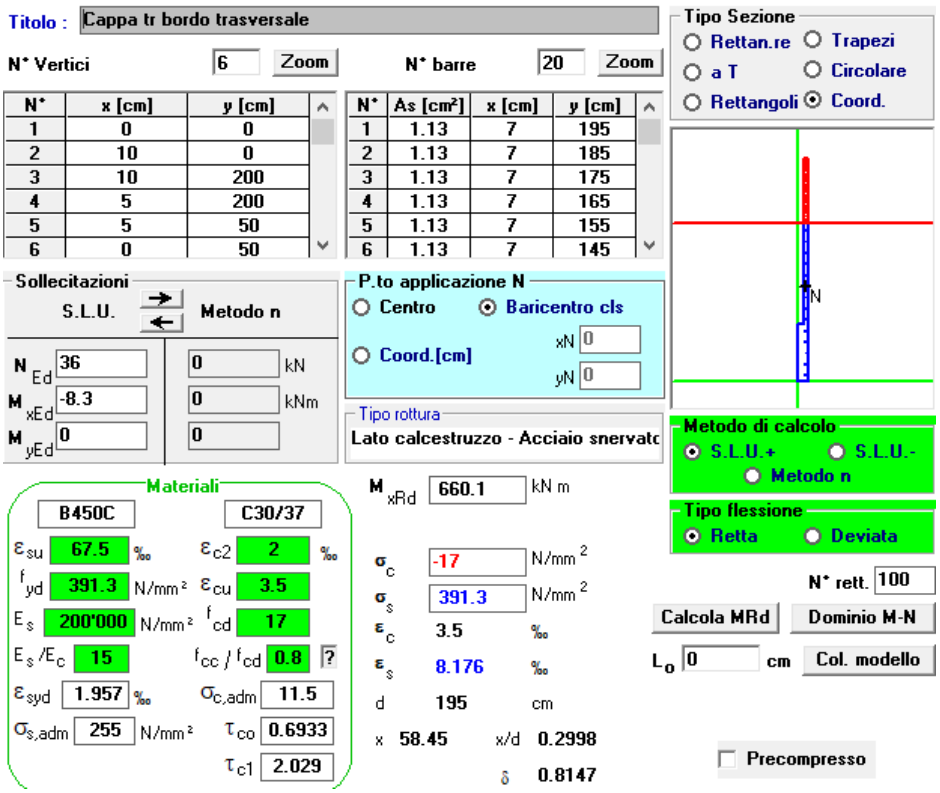


Fig. 4-3 : Trave di bordo - Esempio di verifica flessionale

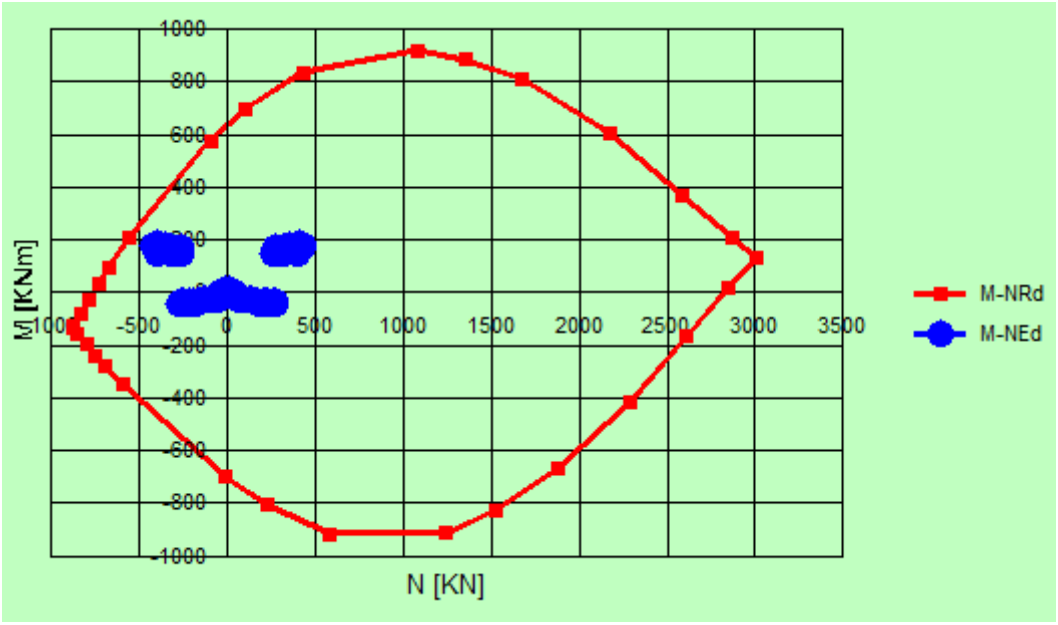


Fig. 4-4 : Trave di bordo – Diagramma M-N

4.2.2 Trave centrale

Si tratta del getto in corrispondenza delle travi dell'asse centrale del DH

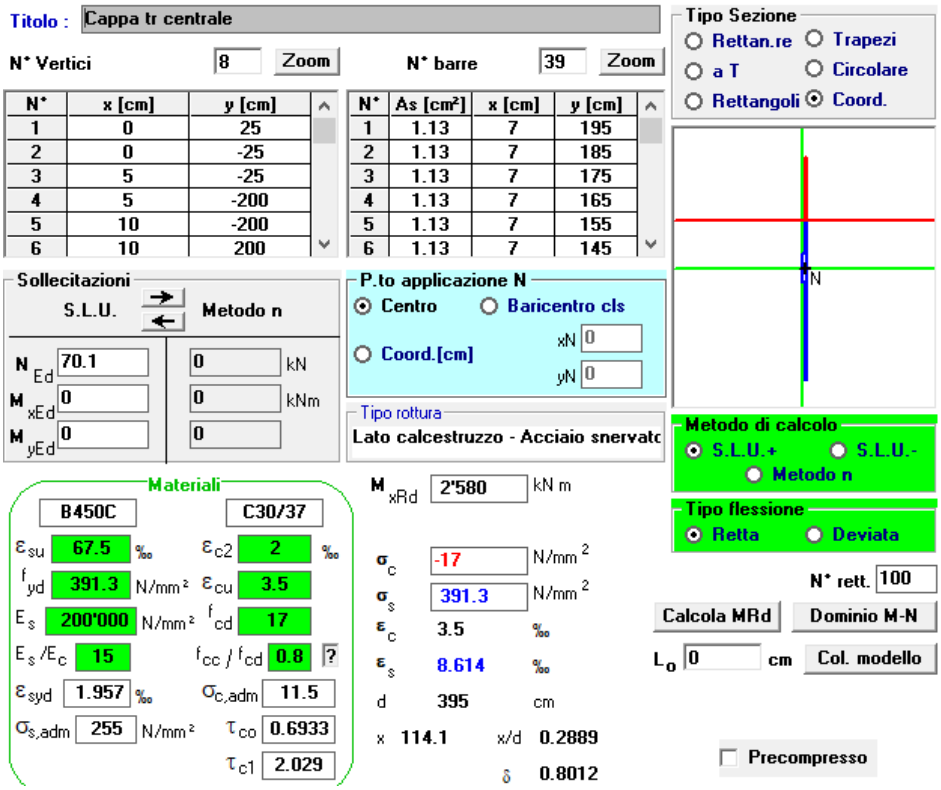


Fig. 4-5 : Trave centrale - Esempio di verifica flessionale

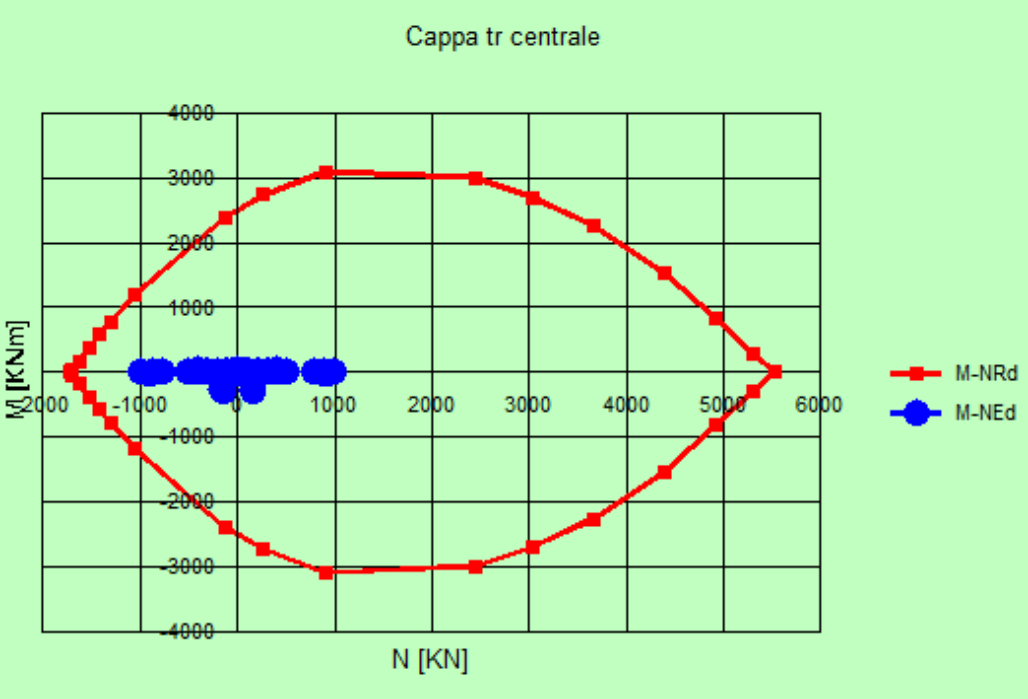


Fig. 4-6 : Trave centrale – Diagramma M-N

4.2.3 Trave laterale

Si tratta del getto in corrispondenza delle travi sul lato corto di DH e SB.

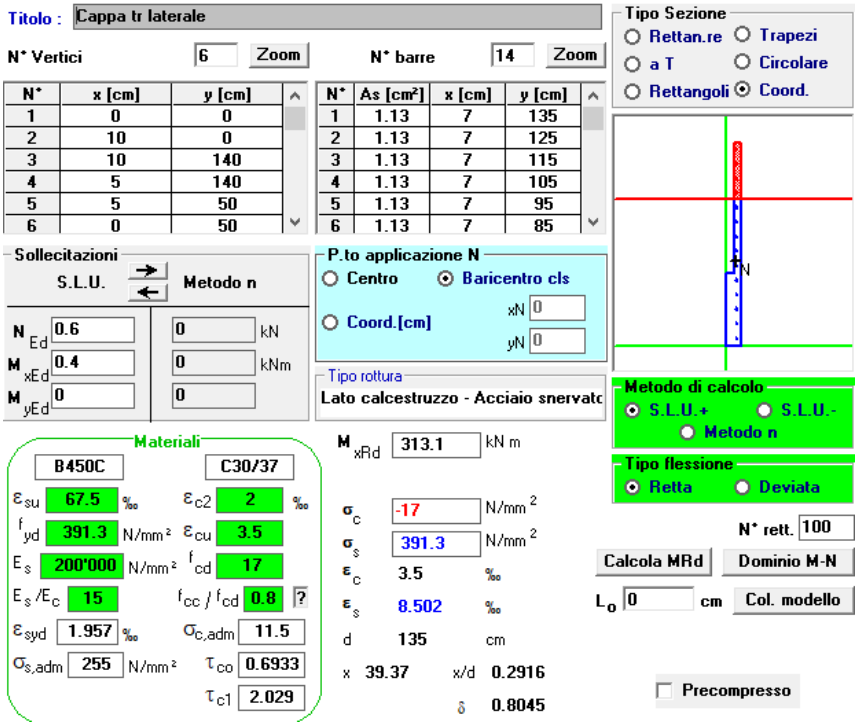


Fig. 4-7 : Trave laterale - Esempio di verifica flessionale

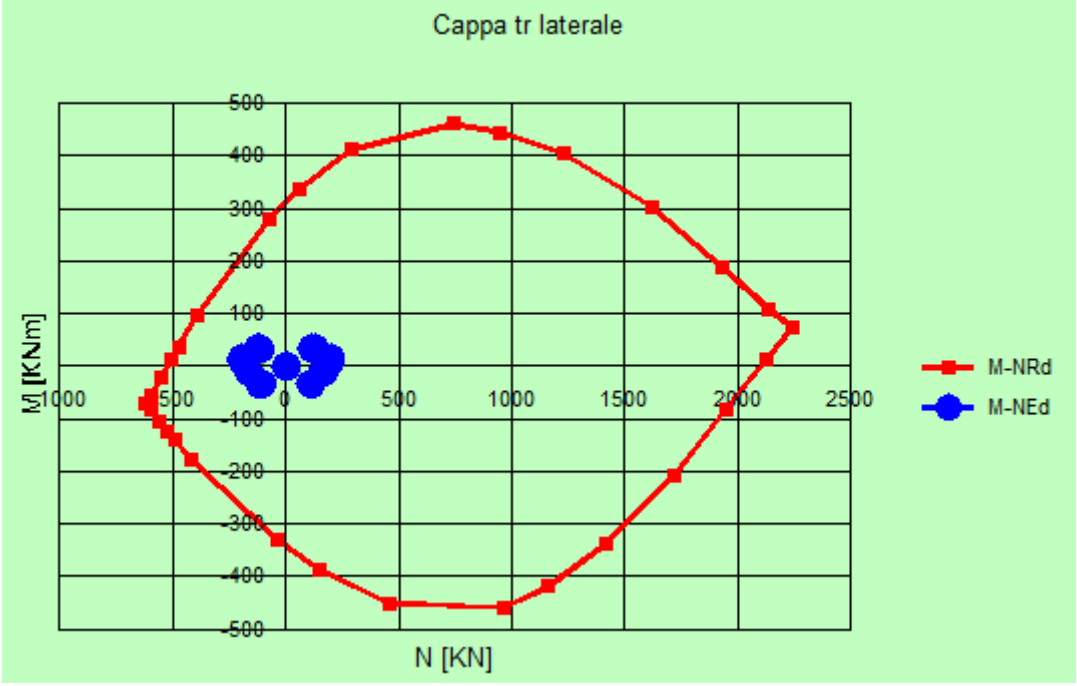


Fig. 4-8 : Trave laterale – Diagramma M-N

NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A05 – STRUTTURE ESTERNE

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI/BH	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI/BH	MEG

Sommario

1 PREMESSA 3
1.1 OGGETTO DEL DOCUMENTO 3
1.2 PRESCRIZIONI NORMATIVE 3
2 BASAMENTI IMPIANTISTICI 4
2.1 GENERATORI 4
2.1.1 SOLETTA DI COPERTURA 5
2.1.2 ELEMENTO SCATOLARE INTERRATO 9
2.2 POWER CENTER 11
2.3 ACU 13
2.4 RMU 14
2.5 TRAFO 16
2.6 SERBATOIO ESTERNO 18
3 BARRIERA ACUSTICA 20
4 SCALE PREFABBRICATE 23
4.1 SCALA SUD-EST 23
4.2 SCALA OVEST 31
4.3 VERIFICHE STRUTTURALI 39

1 PREMESSA

1.1 OGGETTO DEL DOCUMENTO

Il presente allegato fornisce le verifiche per le fondazioni esterne relative ai basamenti per i macchinari impiantistici ed alla barriera acustica.
Le verifiche dei pali di fondazione sono riportate nella relazione geotecnica.
Si riportano inoltre, in coda al capitolo, le verifiche per le scale prefabbricate di accesso alla copertura degli edifici DH e SB.

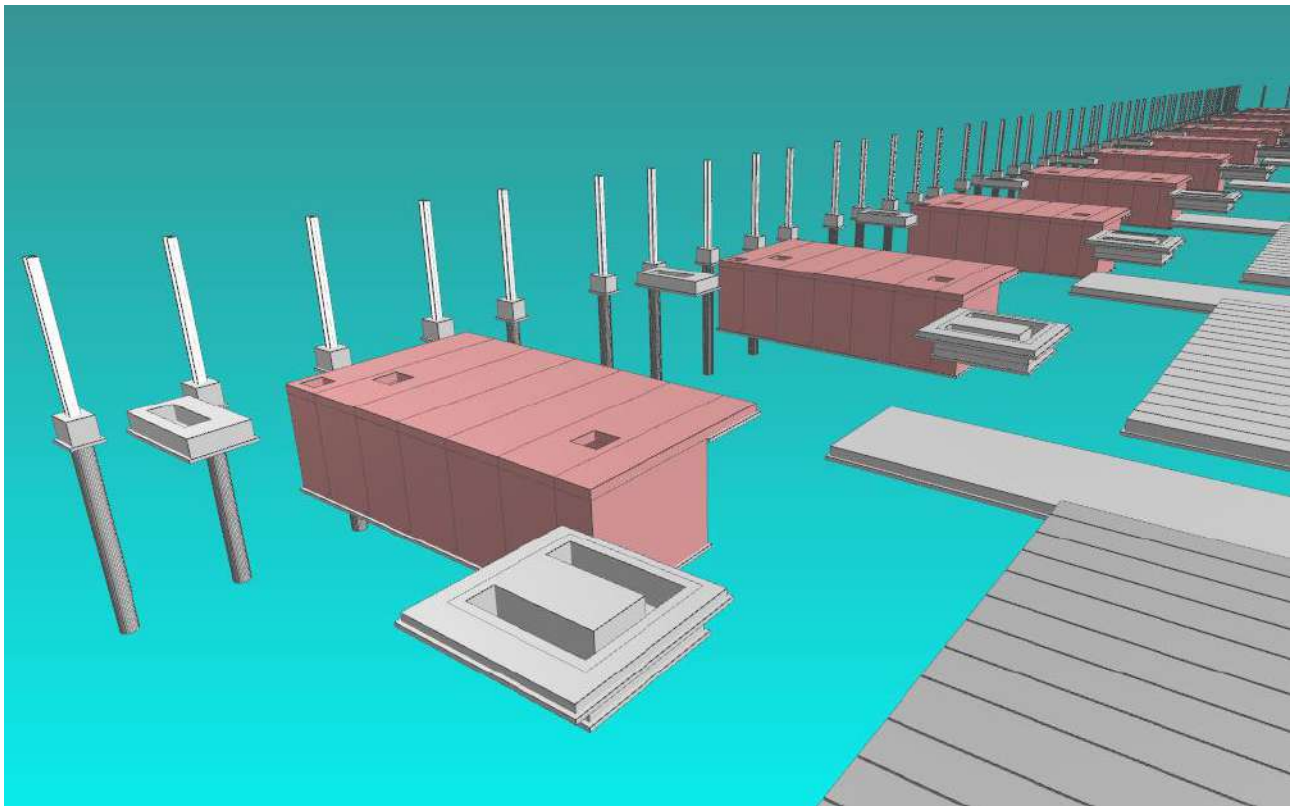


Fig. 1-1 : Basamenti esterni e barriera acustica

1.2 PRESCRIZIONI NORMATIVE

In base al cap. 7.2.5 delle NTC “le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l’intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell’area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.”
Questo limite è sempre rispettato come si vede nel dettaglio delle verifiche ai successivi paragrafi.

2 BASAMENTI IMPIANTISTICI

Si tratta generalmente di basamenti costituiti da solette piene in calcestruzzo gettate in opera.
Fanno eccezione i generatori elettrici che hanno una struttura di supporto prefabbricata, scatolare e parzialmente interrata, che ospita al suo interno un serbatoio.
Tutti i basamenti all'interno della barriera acustica sono fondati direttamente sul terreno di riporto.
Esternamente alla barriera è presente una fondazione per un grande serbatoio impostata su pali.
In generale, per tutte le verifiche relative ai basamenti si è fatto riferimento ai carichi ricavati dalle schede tecniche dei macchinari disponibili, valutando le più sfavorevoli linee di applicazione dei carichi in base alla conformazione della macchina stessa. In fase costruttiva sarà onere dell'Impresa verificare che i basamenti siano compatibili con i macchinari che verranno effettivamente installati, i quali potrebbero differire da quelli assunti in progetto, in base al fornitore prescelto.

2.1 GENERATORI

Si tratta di un prefabbricato scatolare realizzato per conci con sagoma adatta ad essere trasportato senza utilizzare mezzi eccezionali. Data la numerosa ripetitività del manufatto (circa 20 elementi), la tipologia prefabbricata è stata richiesta dal Cliente per velocizzare le fasi realizzative.
Si riporta una immagine di questo elemento.

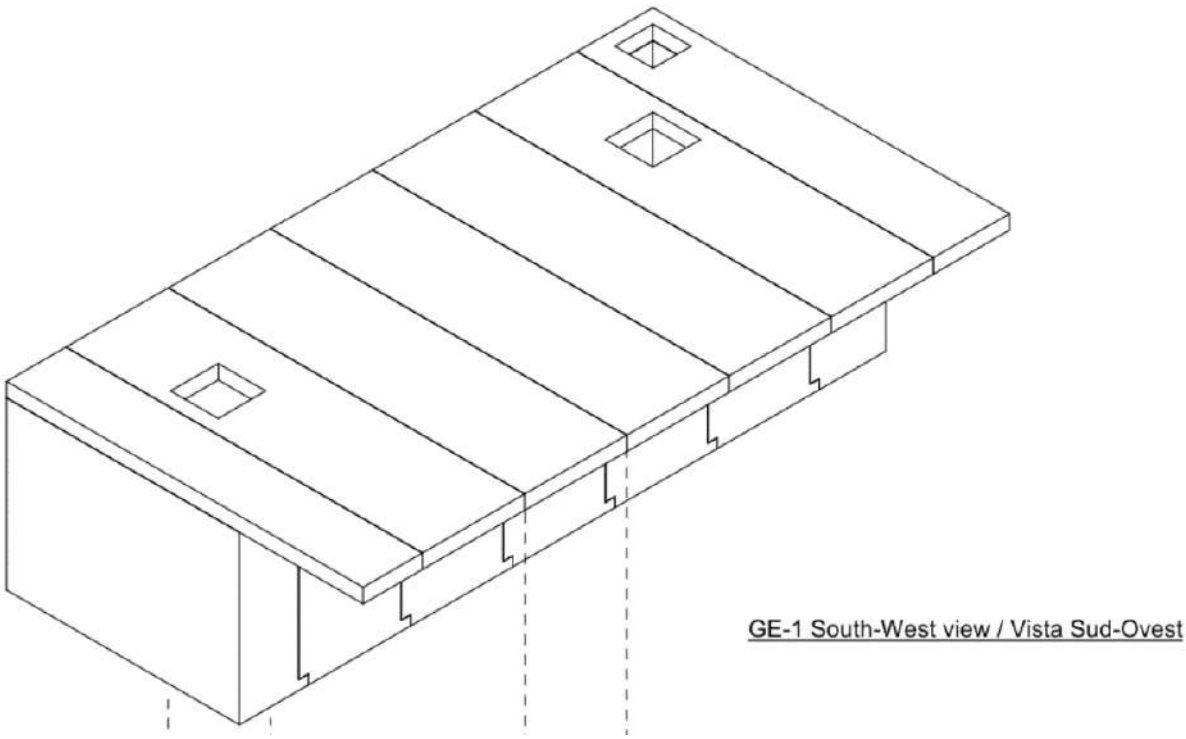


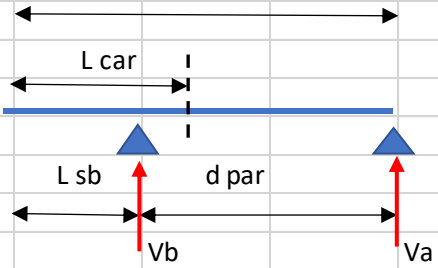
Fig. 2-1 : Basamenti scatolare prefabbricato per GE

L'intero scatolare si compone di elementi separati e successivamente solidarizzati tra loro costituiti da una striscia di platea di fondazione con le relative pareti laterali. Alle due testate sono presenti elementi chiusi anche sul lato corto per comporre la scatola. La soletta di copertura esce a sbalzo rispetto alla sagoma della scatola interrata ed è composta anch'essa da strisce di piastra in calcestruzzo solidarizzate al box interrato.

2.1.1 SOLETTA DI COPERTURA

Il generatore è posizionato in maniera eccentrica rispetto allo scatolare interrato e grava interamente sullo sbalzo della soletta e solo parzialmente sulla parte interna.
Il carico è valutato pari a 12 kN/mq applicato sull'intera impronta del generatore.
Dato che la copertura è costituita da una lastra prefabbricata in calcestruzzo solidarizzata allo scatolare mediante barre filettate, si verifica che la configurazione di carico non comporti una eccessiva trazione in queste barre all'estremo opposto rispetto all'applicazione del carico. La verifica si svolge con un foglio di calcolo sotto riportato.

Geometria								
L tot cop	7.10	m						
L sbalzo	2.50	m						
L carico	3.70	m						
sp soletta	0.30	m						
d pareti	4.60	m						
Azioni								
pp sol	7.50	kN/mlin	p tot sol	53.3	kN	d sol	3.55	m
p macchine	12.00	kN/mlin	p tot mac	44.4	kN	d mac	5.25	m
			P tot	97.7	kN			
Va k	5.9	kN	per metro di profondità					
Vb k	91.8	kN	per metro di profondità					
g perm	1.30							
Va SLU	7.6	kN	per metro di profondità					
Vb SLU	119.3	kN	per metro di profondità					



Le azioni sopra riportate si riferiscono ad una striscia di profondità unitaria.
La reazione all'appoggio di estremità (Va) risulta positiva e dunque la connessione risulta compressa non impegnando a trazione le barre di collegamento.

Per la verifica sezionale della soletta è stato sviluppato un modello di calcolo, per una striscia di profondità unitaria, di seguito riportato

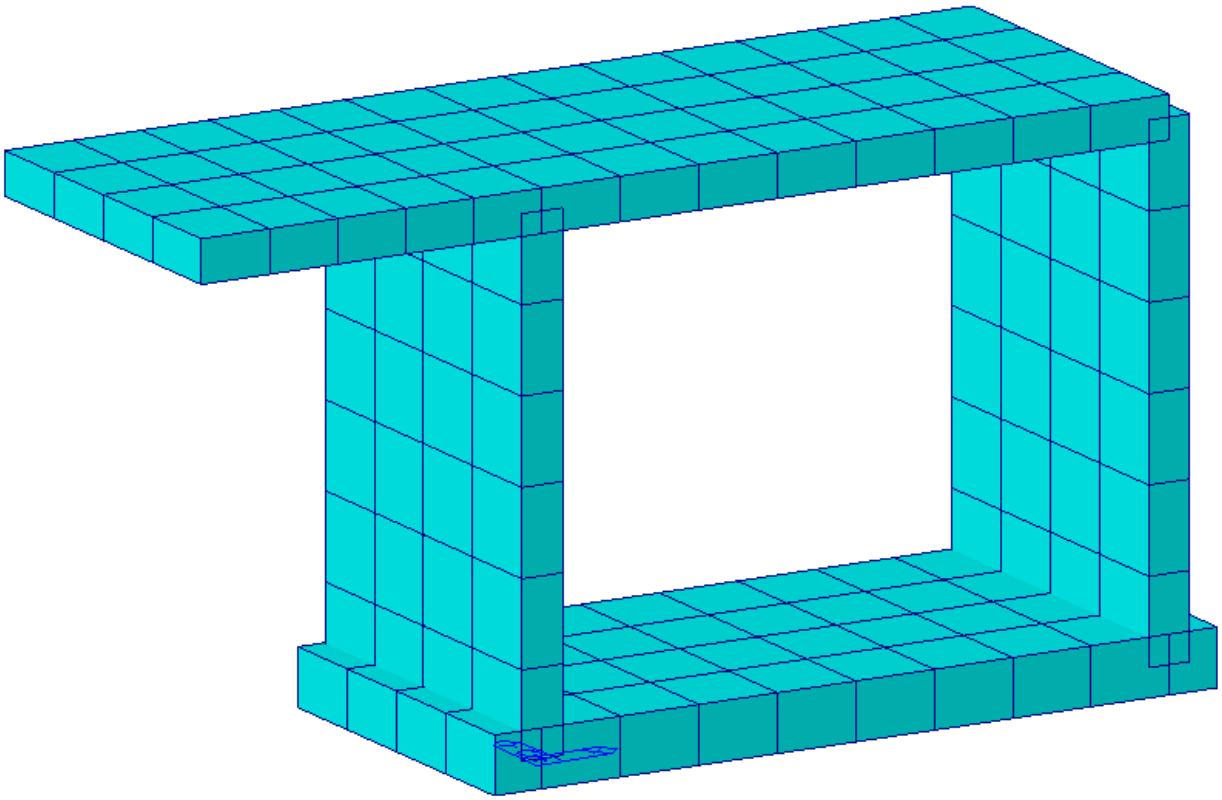


Fig. 2-2 : Modello per una striscia di scatolare

Le azioni flettenti nella soletta di copertura sono di seguito riportate per la condizione SLU

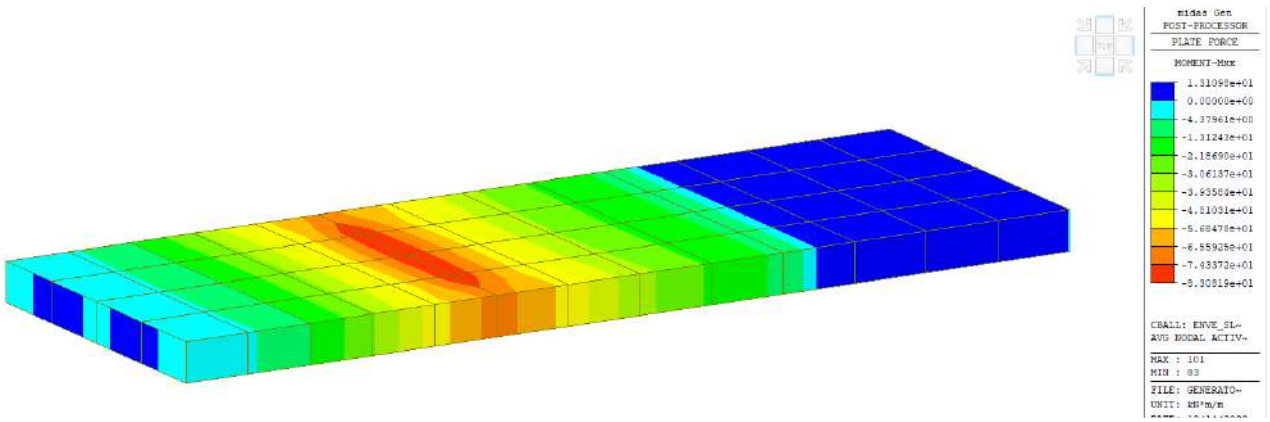


Fig. 2-3 : M SLU [kNm/m]

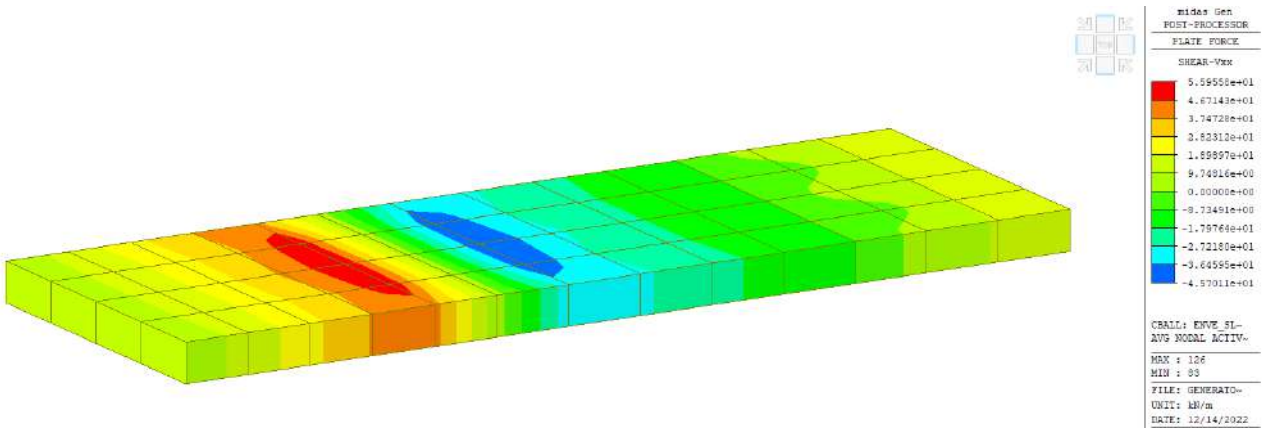


Fig. 2-4 : V SLU [kN/m]

L'armatura è costituita da una maglia inferiore e superiore Ø16/15 nella direzione lunga del concio e Ø12/15 in senso ortogonale. Le verifiche a flessione e taglio sono di seguito riportate

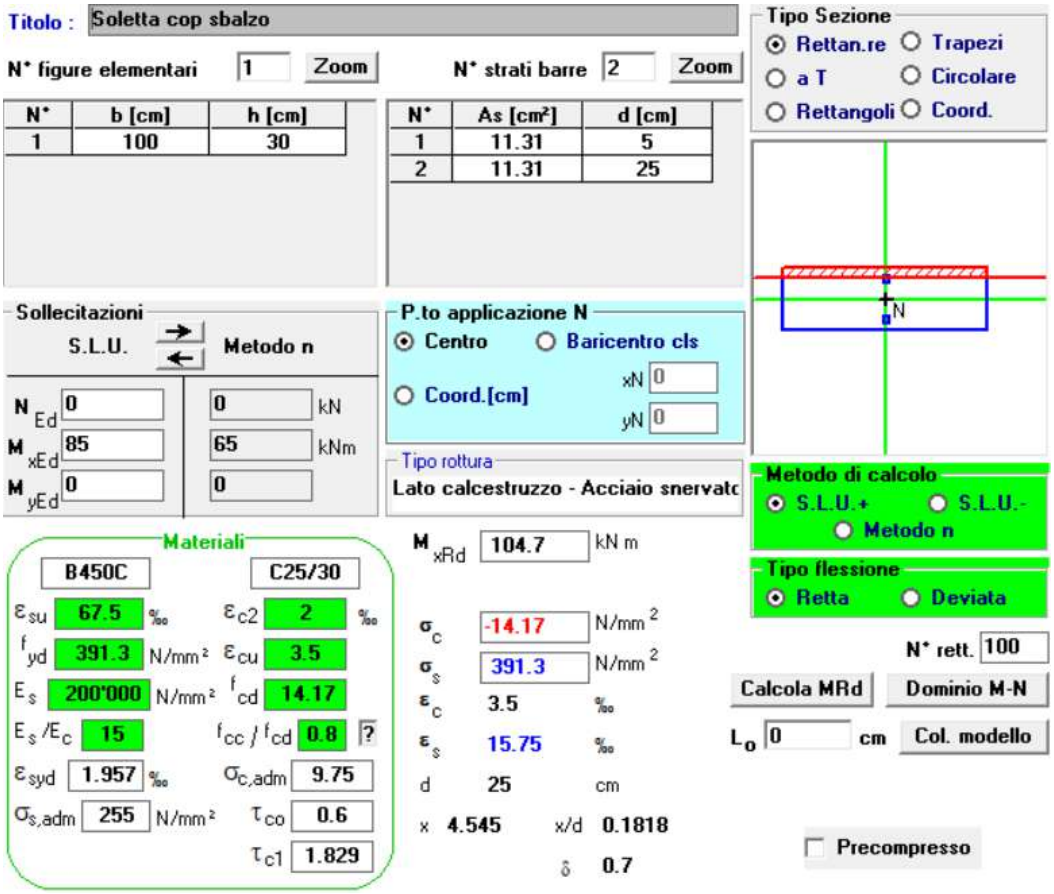


Fig. 2-5 : Verifica flessionale soletta

Si ottiene Mrd = 105 kNm/m > 85 kNm/m = Msd

Calcestruzzo						
Rck	3.70	kN/cm^2				
fck	3.00	kN/cm^2				
αcc	0.85		riduzione per carichi di lunga durata			
γc	1.50		coeff. Sicurezza materiale			
fcd	1.70	kN/cm^2	resistenza di calcolo			
ν1	0.50					
f 'cd	0.85	kN/cm^2	resistenza di calcolo per verifiche a taglio			
Acciaio						
fyk	45.00	kN/cm^2				
γc	1.15		coeff. Sicurezza materiale			
fyd	39.13	kN/cm^2				
Sezione						
H tot	30.0	cm	altezza totale			
c	6.0	cm	copriferro			
bw	100.0	cm	larghezza minima anima			
d	24.0	cm	h utile			
σ cp	0.00	kN/cm^2	sforzo assiale di compressione se presente			
α cw	1.000		coeff per sezioni compresse			
k	1.913					
As long	12.0	cm^2				
ρ1	0.005					
v min	0.507					
v rd	0.567					
V rd	136.1	kN	Taglio resistente senza armatura			
Azioni						
Vsd SLU	**55.0**	**kN**				
ARMATURA NON NECESSARIA						

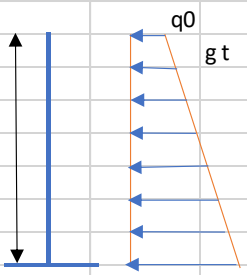
2.1.2 ELEMENTO SCATOLARE INTERRATO

Lo scatolare ha una quota di fondo leggermente inferiore alla quota di falda.
In fase iniziale durante l'esecuzione dello scavo è previsto un dewatering puntuale tramite "well point" collegati a pompe per abbassare localmente la falda e consentire la posa in condizioni asciutte.
In fase finale il peso del serbatoio interno e del generatore, oltre al peso del manufatto stesso stabilizzano lo scatolare e ne evitano il galleggiamento.
Si verifica la possibile situazione transitoria in cui si è posato il solo concio di fondazione e pareti ed è stato rimosso il sistema di aggottamento.
La verifica per la sotto spinta della falda è di seguito riportata. A favore di sicurezza è stato considerato il solo peso della soletta di fondo e non delle pareti laterali; la verifica è comunque positiva.

Materiali						
γ cls	25.0	kN/mc				
γ terreno	19.0	kN/mc				
γ jet	19.0	kN/mc				
γ w	10.0	kN/mc				
Geometrie s.l.m.						
Q fs	96.95	m	Quota fondo scavo			
Q falda	97.70	m	Quota falda di cantiere = falda attuale			
sp fondaz.	0.4	m				
Azioni						
H w	0.75	m	Battente alla base della fondazione			
F sott	7.50	kN	Sottospinta totale			
Fs stab	0.90					
Fs uplift	1.10					
F rd - f	9.0	kN/mq		peso sola fondazione		
				senza magrone né pareti		
F sd	8.25	kN/mq	OK			
fs	1.09					

Riguardo le pareti il modello precedente considera la situazione a regime con la soletta superiore che vincola in sommità i muri laterali.
Tuttavia la situazione più gravosa è la fase transitoria in cui si procede al reinterro senza aver posizionato la soletta di copertura. Le pareti sono quindi sollecitate con schema a mensola incastrate al piede nella platea di fondazione. Si riporta tale verifica

Geometria							
H tot	3.30	m					
sp pareti	0.30	m		H tot			
Azioni							
q0	10.00	kN/mq					
g t	20.00	kN/mc					
ka	0.35						
N pp	24.8	kN					
Sp (q0)	33.0	kN	d(q0)	1.7	m		
Sp (ka)	38.1	kN	d(ka)	1.1	m		
Sp tot	71.1	kN					
M tot base	96.4	kNm					
g perm	1.30						
Sp SLU	92.4	kN					
Mb SLU	125.3	kN					
Valutazione deformate							
E	3.00E+07	kN/mq					
J	0.00225	m4					
pt (gt x h x ka)	23.1	kN/m					
f (q0)	0.22	cm					
f (ka)	0.14	cm					
f tot	0.35	cm					



Si ottiene per la condizione SLU un taglio alla base pari a circa 93 kN/m ed un momento pari a 126 kNm/m, per ogni striscia di lunghezza unitaria.
La verifica a taglio è automaticamente soddisfatta da quanto precedentemente mostrato per le verifiche della soletta, in cui la resistenza di una sezione di altezza 30cm anche senza armatura risulta pari a 136 kN/m, superiore al taglio sollecitante.
La verifica flessionale è mostrata nel seguito.
L'armatura all'incastro è costituita da Ø20/15 che si riducono salendo a Ø16/15. Per ogni dettaglio si rimanda alle tavole di progetto.

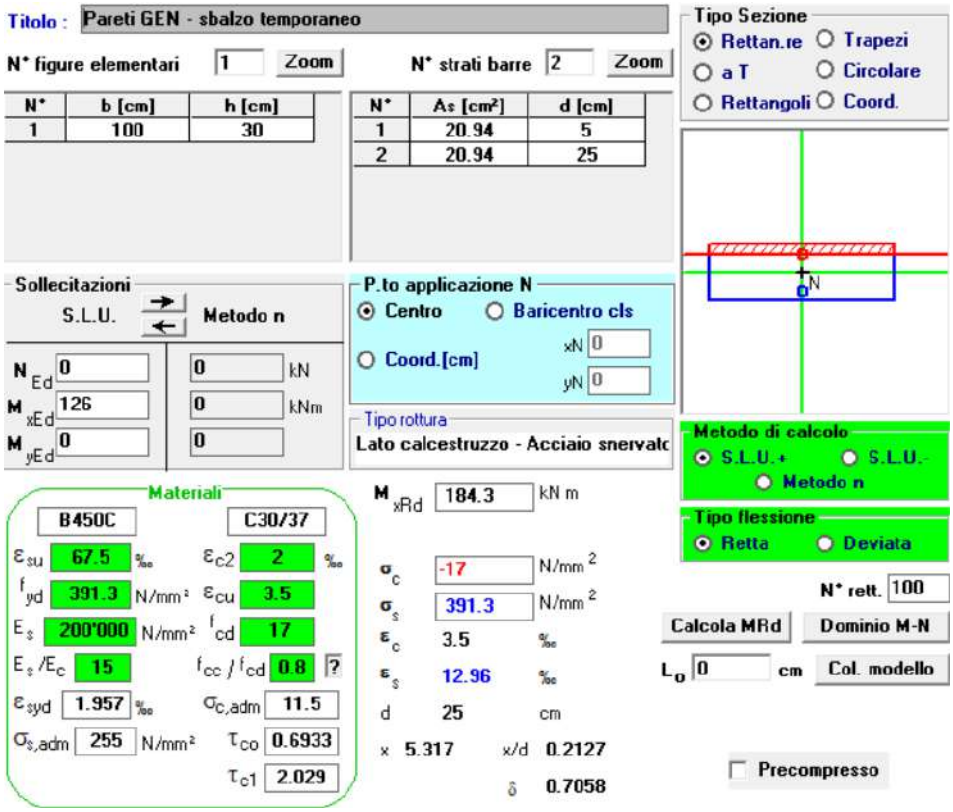


Fig. 2-6 : Verifica flessionale pareti

Si ottiene Mrd = 184 kNm/m > 126 kNm/m = Msd

2.2 POWER CENTER

Si tratta di un basamento a platea rettangolare poggiato direttamente sul riempimento. La costante di sottofondo è ricavata da quanto riportato nella relazione geotecnica.
Il carico ricavato dalla scheda tecnica del macchinario è pari a 30 kN per ogni metro lineare di sviluppo del basamento. Volendo valutare la situazione più gravosa sono state considerate due alternative di distribuzione di questo carico sul basamento, nel rispetto del valore totale dichiarato dalla scheda tecnica.

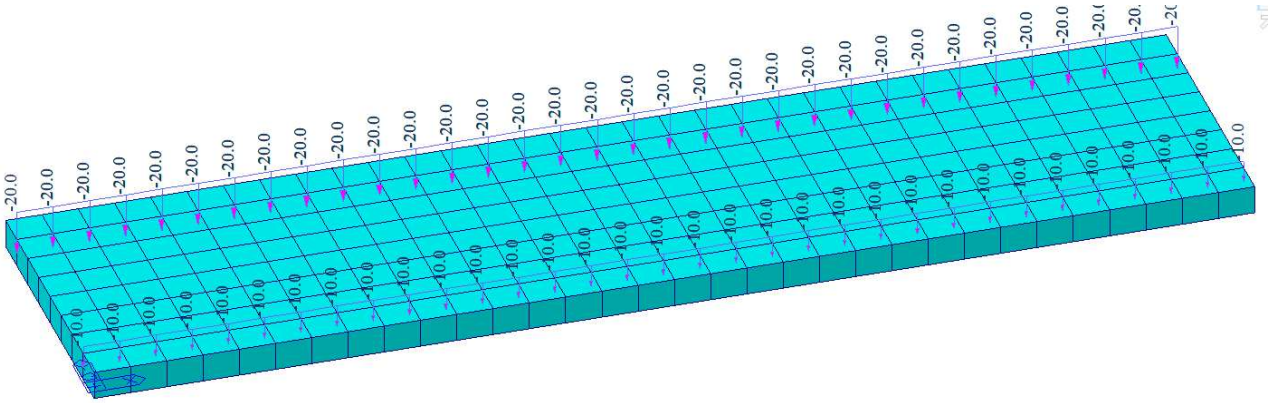


Fig. 2-7 : Condizione di carico 1

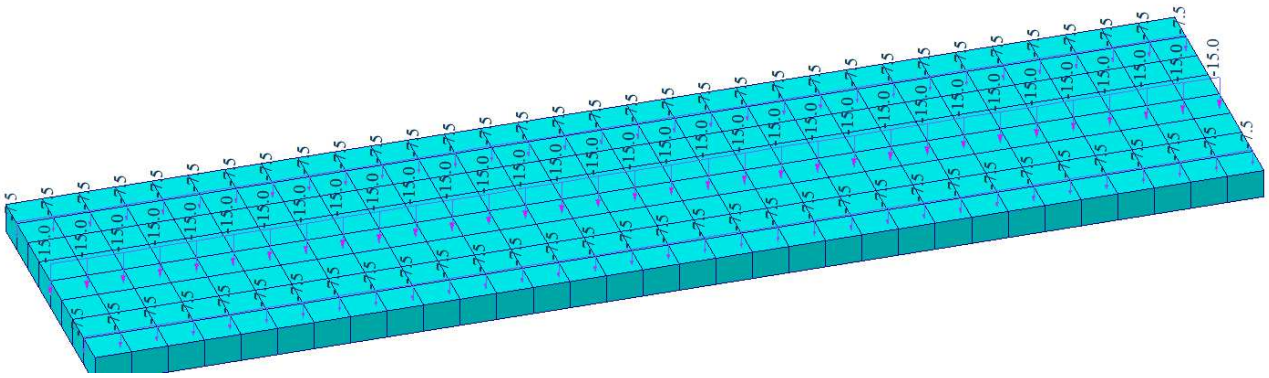


Fig. 2-8 : Condizione di carico 2

I valori massimi del momento flettente in condizioni SLU rimangono compresi tra + / - 10 kNm, valore modesto per il basamento che ha uno spessore dettato da esigenze impiantistiche.

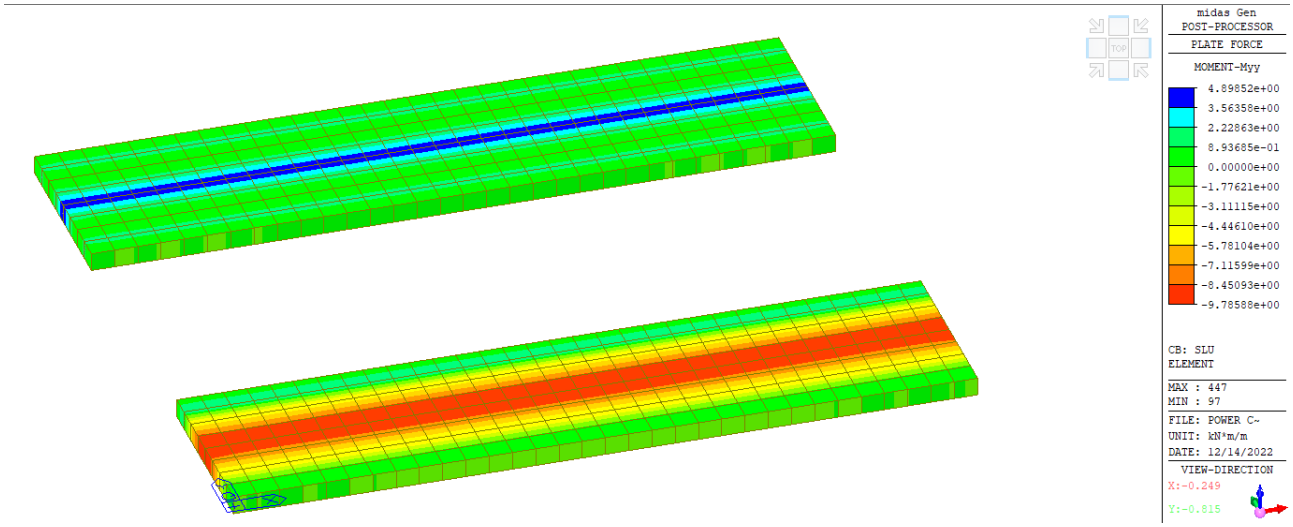


Fig. 2-9 : M SLU [kNm]

Si inserisce una maglia inferiore e superiore nelle due direzioni costituita da Ø12/15.

Le armature inserite soddisfano i limiti di normativa come sopra riportati, infatti:

As = 6.6 Ø 12 = 6.6 x 1.13 =7.53 cmq > 3.0 cmq = 0.001 x 100 x 30 = 0.1% Ac

La verifica flessionale risulta ampiamente soddisfatta

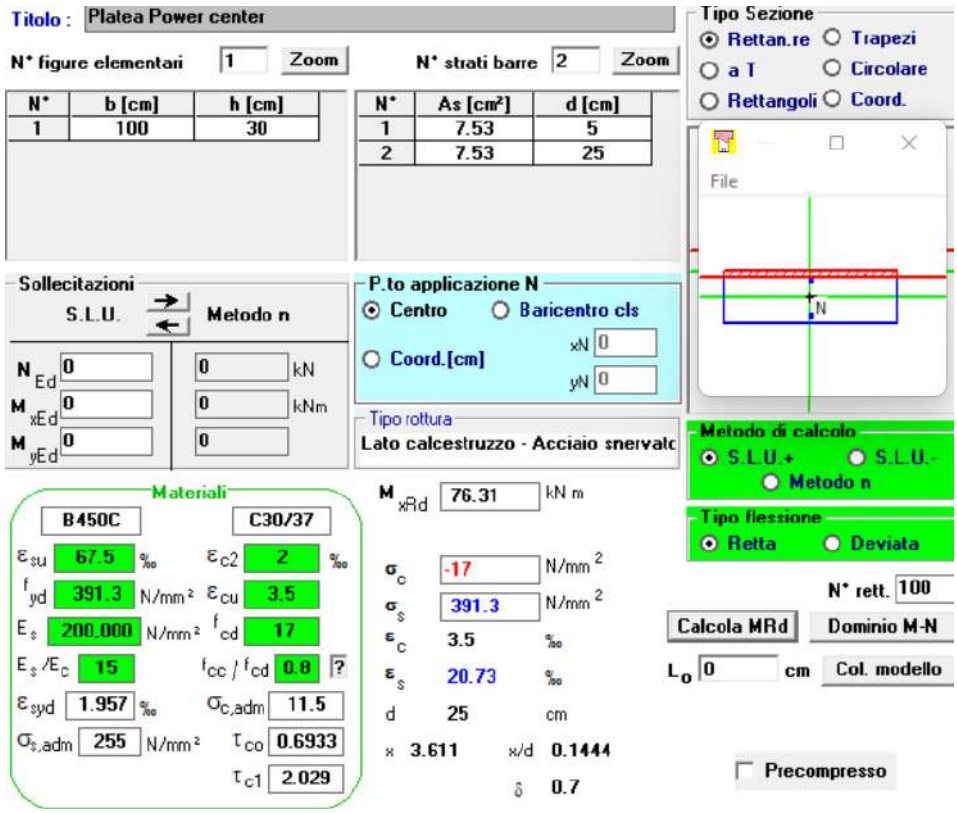


Fig. 2-10 : Verifica flessionale basamento

Si ottiene Mrd = 76 kNm/m > 10 kNm/m = Msd

2.3 ACU

Si tratta di un basamento a platea rettangolare poggiato direttamente sul riempimento. La costante di sottofondo è ricavata da quanto riportato nella relazione geotecnica.
Il carico ricavato dalla scheda tecnica del macchinario è pari a 42.5 kN per ogni metro lineare di sviluppo del basamento. Lo schema di carico è riportato nel seguito

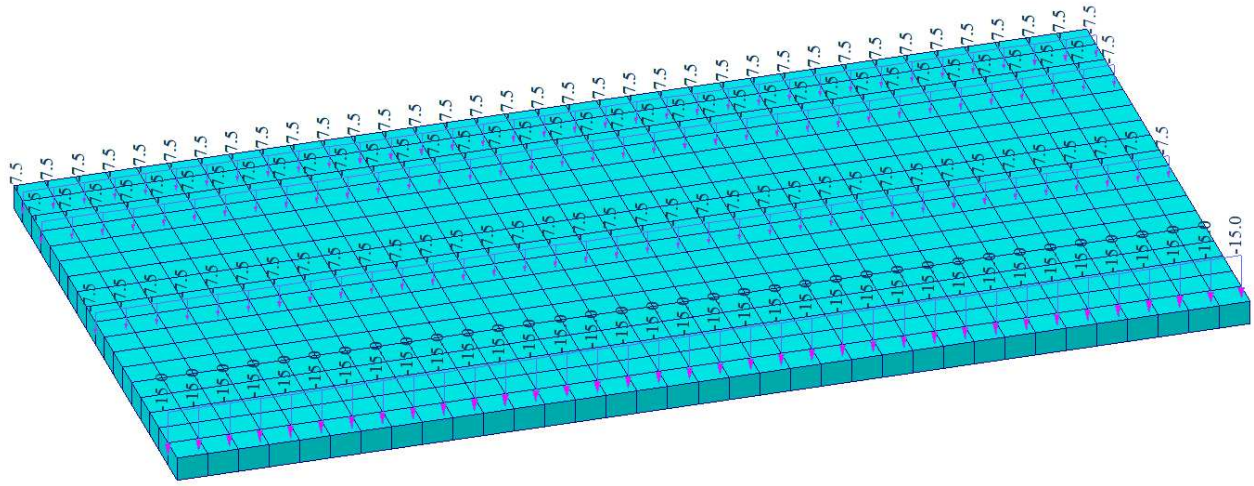


Fig. 2-11 : Condizione di carico

Anche in questo caso i valori massimi del momento flettente in condizioni SLU rimangono molto modesti per il basamento che ha uno spessore dettato da esigenze impiantistiche, inferiori a 20 kNm/m.

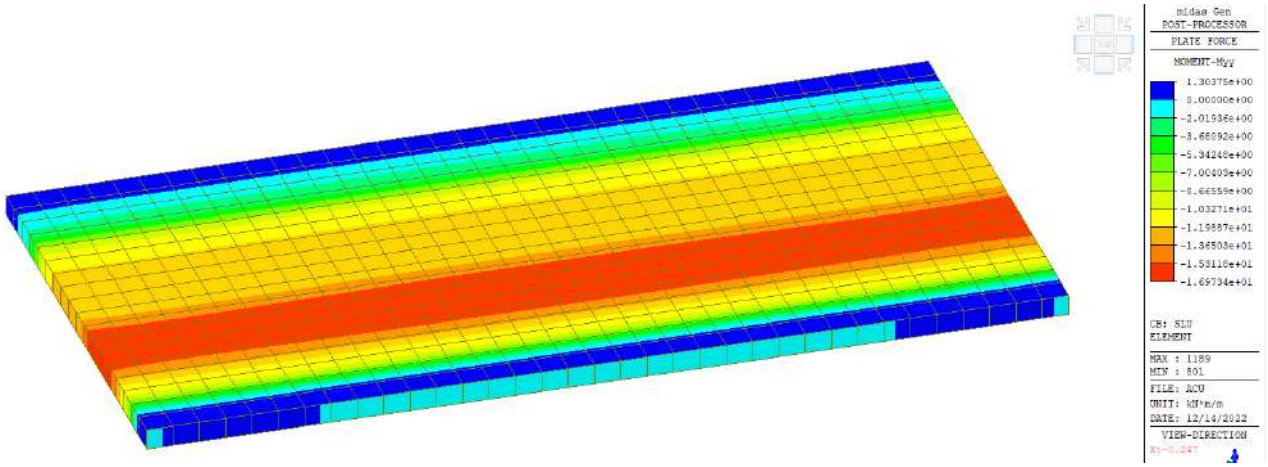


Fig. 2-12 : M SLU [kNm]

Le dimensioni e le armature sono le medesime già mostrate per il power center e le verifiche sono quindi automaticamente soddisfatte.

2.4 RMU

Si tratta di un basamento a platea rettangolare poggiato direttamente sul riempimento. La costante di sottofondo è ricavata da quanto riportato nella relazione geotecnica.
Il carico ricavato dalla scheda tecnica del macchinario è pari a 32 kN per ogni metro lineare di sviluppo del basamento. Lo schema di carico è riportato nel seguito

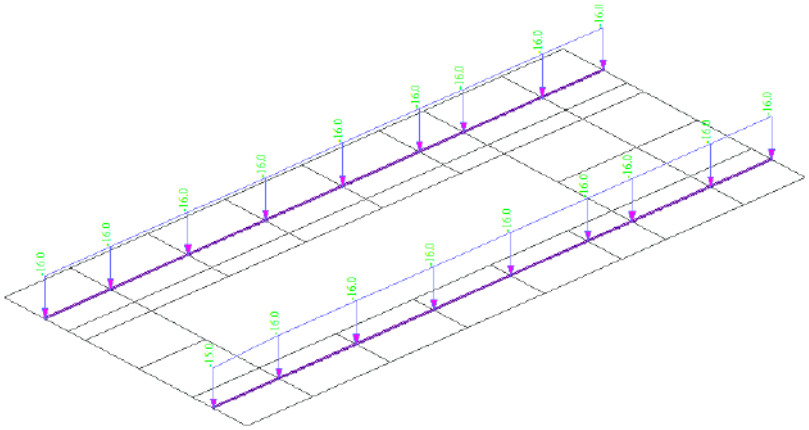


Fig. 2-13 : Condizione di carico

Anche in questo caso i valori massimi del momento flettente in condizioni SLU rimangono molto modesti per il basamento che ha uno spessore di 60cm, inferiori a 14 kNm/m.

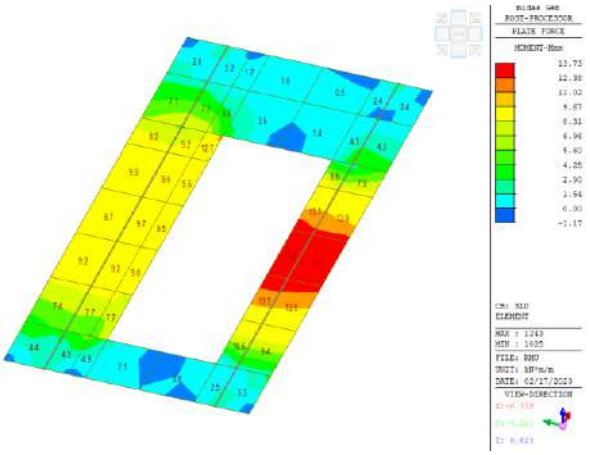


Fig. 2-14 : Mx SLU [kNm]

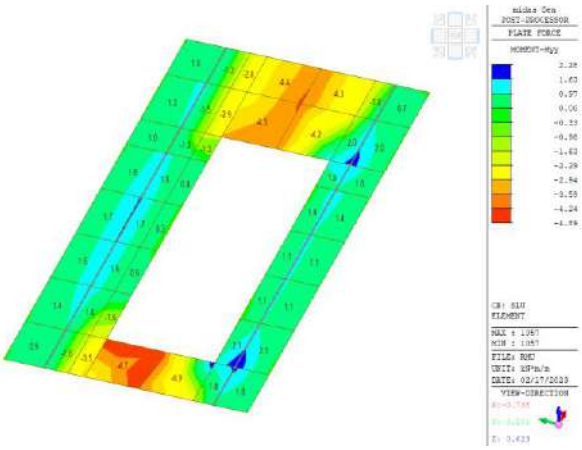


Fig. 2-15 : My SLU [kNm]

Si mantiene una maglia di armatura superiore ed inferiore Ø12/15 in entrambe le direzioni del piano. Le verifiche per l'armatura minima sono automaticamente soddisfatte dato che il basamento ha uno spessore inferiore dei precedenti. Le verifiche a flessione sono di seguito riportate

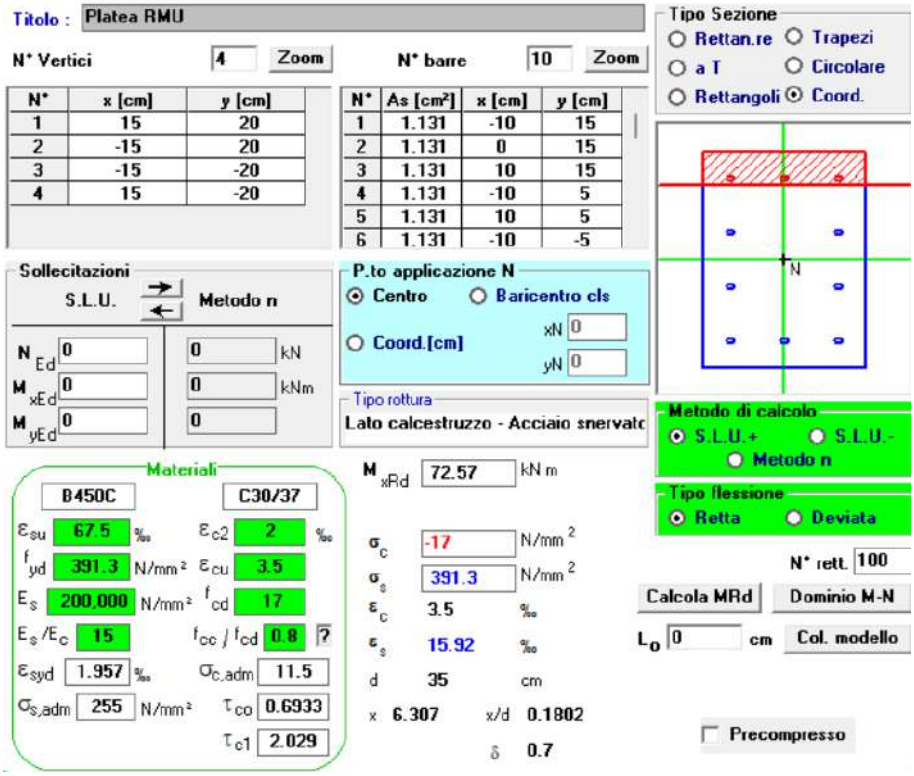


Fig. 2-16 : Verifica flessionale basamento

2.5 TRAFO

Il basamento dei trasformatori ha una sagoma particolare dettata dalle esigenze impiantistiche e dalla presenza della recinzione. E' costituito da una soletta di fondo di spessore 30cm sul quale si imposta una vasca per la raccolta del liquido eventualmente fuoriuscito dal trasformatore con sviluppo a pettine.
La parte portante del basamento è costituito dalla soletta di fondo e le pareti che costituiscono la vasca sono considerate come un peso aggiuntivo oltre al carico trasmesso dalla macchina.

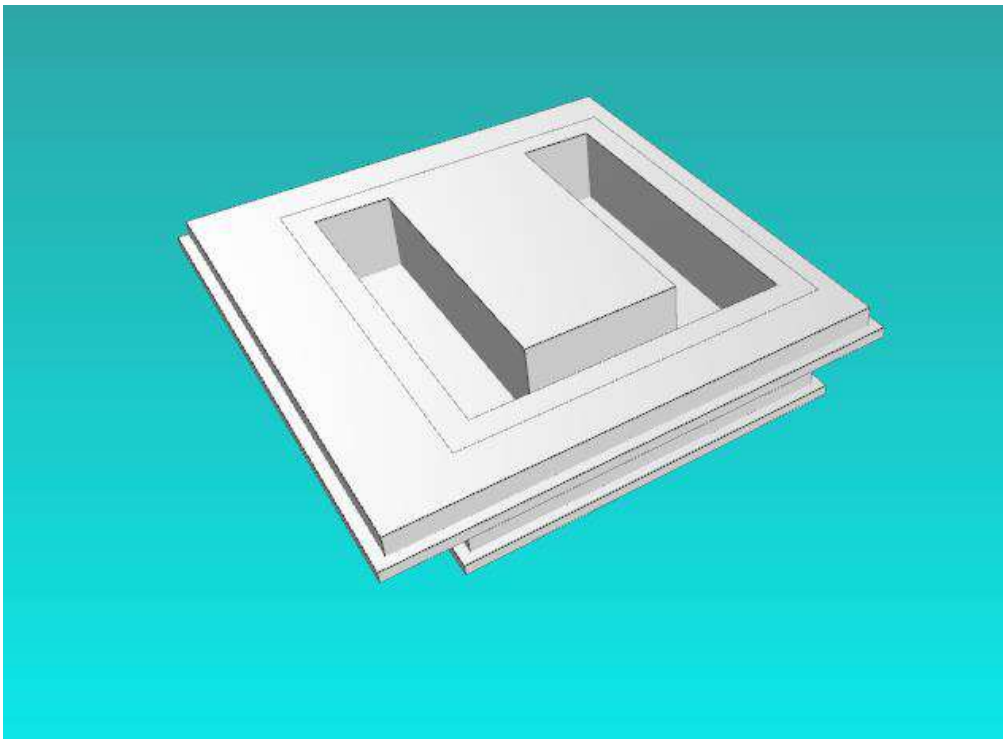


Fig. 2-17 : Basamento trasformatore

Le condizioni di carico sono quindi le seguenti

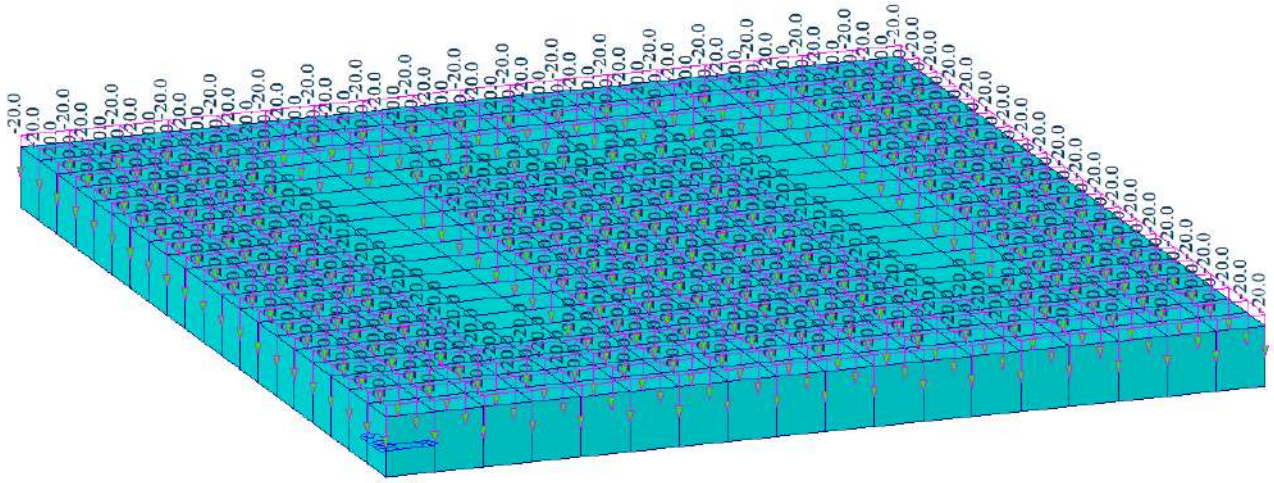


Fig. 2-18 : Condizione di carico permanente

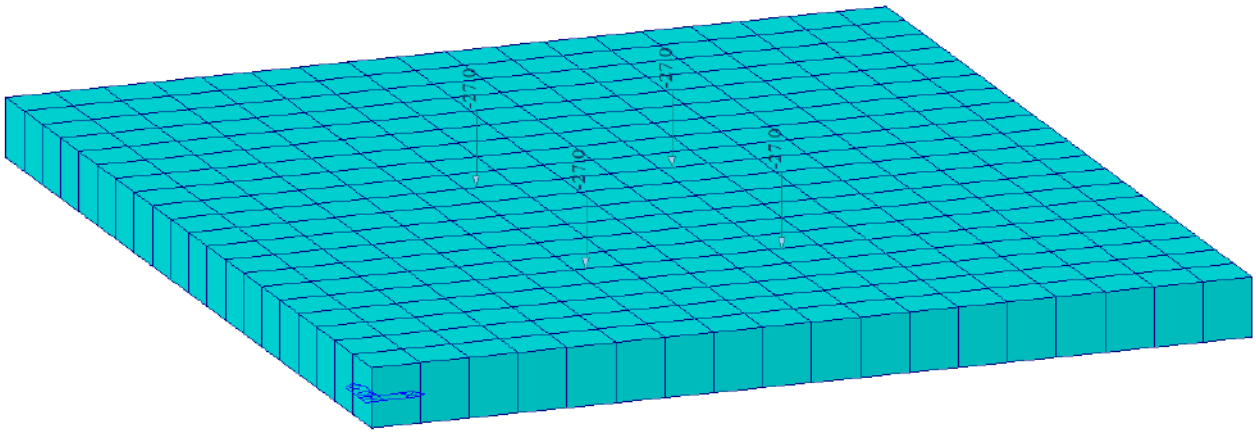


Fig. 2-19 : Condizione di carico per il peso del trasformatore

Anche in questo caso i valori massimi del momento flettente in condizioni SLU rimangono molto modesti per il basamento che ha uno spessore di 30cm, inferiori a 10 kNm/m.

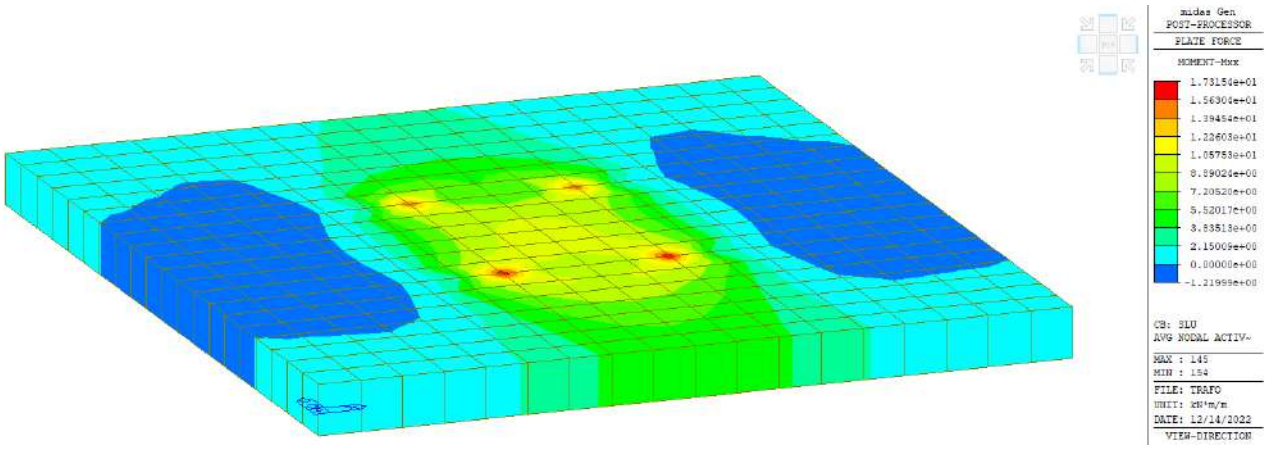


Fig. 2-20 : M SLU [kNm]

Si mantiene una maglia di armatura superiore ed inferiore Ø12/15 in entrambe le direzioni del piano. Le verifiche sono automaticamente soddisfatte in base a quanto mostrato per i precedenti basamenti

2.6 SERBATOIO ESTERNO

Si tratta di un basamento su pali esterno alla barriera acustica di spessore 1.0 m.

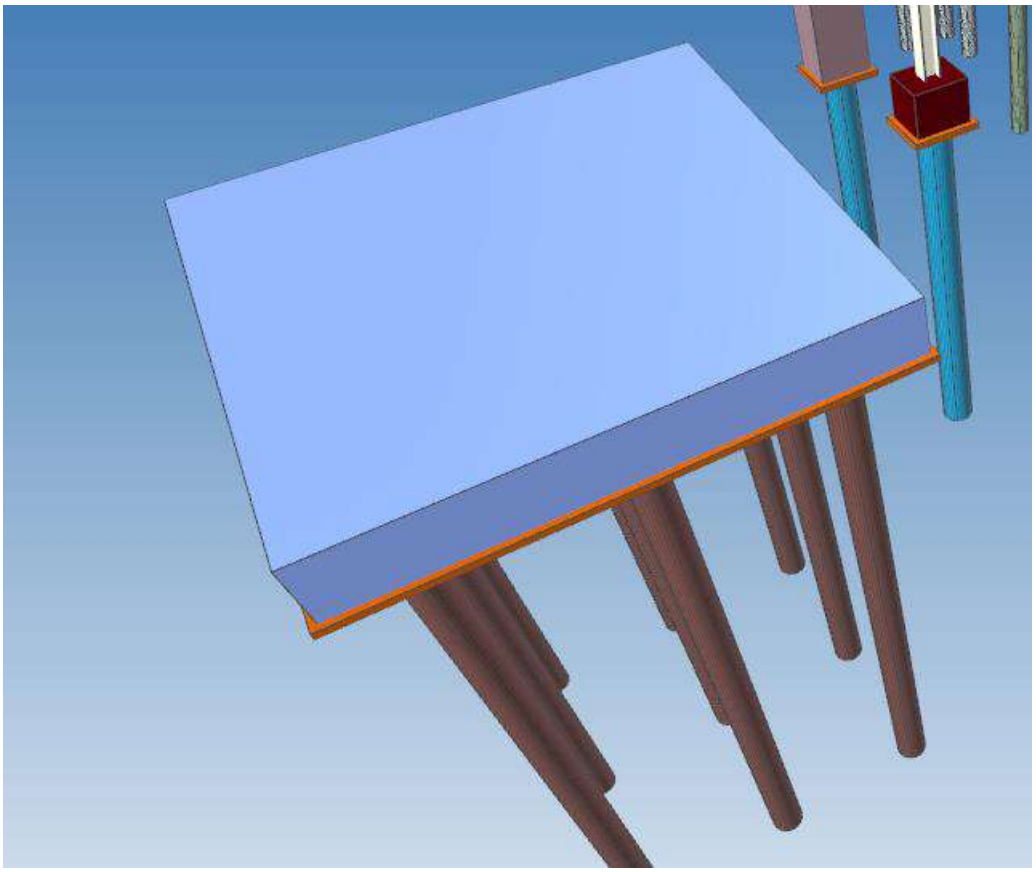
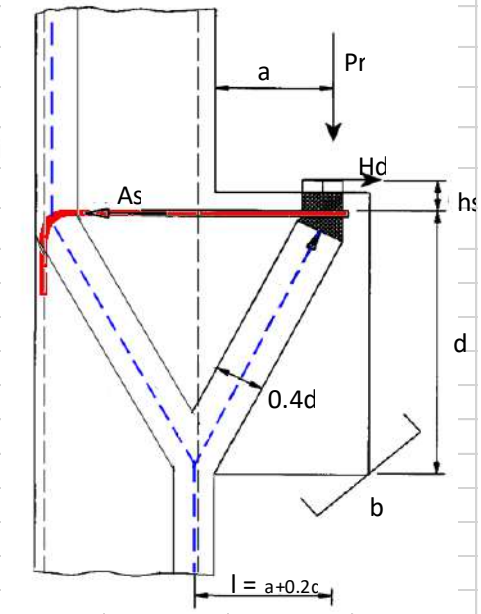


Fig. 2-21 : Basamento serbatoio

Le verifiche di portata dei pali sia dal punto di vista geotecnico che strutturale sono riportate nella relazione geotecnica alla quale si rimanda per questi aspetti.
Nel seguito si verifica l'armatura del plinto utilizzando una schematizzazione a traliccio con tirante e puntone. L'angolo di inclinazione del puntone è prossimo a 45°.
Per la verifica delle armature si considera la massima azione resistente del palo ricavata dalla relazione geotecnica e pari a Nrd = 1050 kN.
Tale azione è applicata ad una mensola vincolata alla colonna dell'edificio. L'armatura, come riportato sulle tavole è costituita da Ø20/15 nelle due direzioni ortogonali.
La verifica positiva è mostrata nel seguito

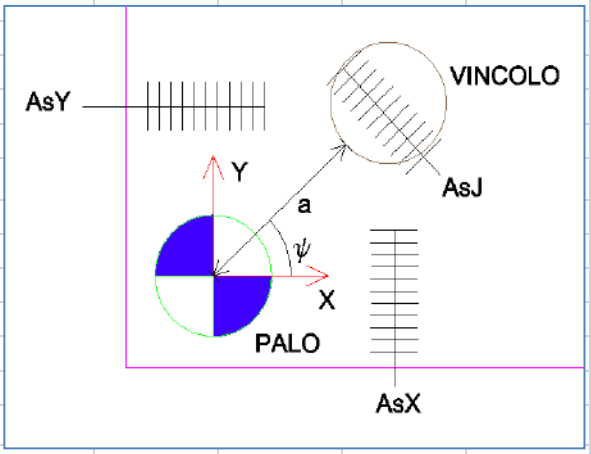
Materiali			
R_{ck}=	3.70	kN/cm^2	resistenza caratt. cubica del cls
γ_c=	1.50		
f_{cd}=	1.74	kN/cm^2	resistenza di progetto del cls
f_{yk}=	45.00	kN/cm^2	tensione di snervamento dell'accia
γ_s=	1.15		
f_{yd}=	39.13	kN/cm^2	tensione di progetto dell'acciaio
Azioni (SLU)			
Pr =	1050.00	kN	forza verticale
Hd=	0.00	kN	forza orizzonatale
Geometria			
a=	75.00	cm	
b=	100.00	cm	
d=	90.00	cm	
hs=	10.00	cm	
l =	93.00	cm	
c =	1.00		1.00 Normalmente; 1.50 Se prevista staffatura
λ =	1.15		



$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed}\right)\frac{1}{\lambda}$$

$$P_{Rc} = 0,4bdf_{cd}\frac{c}{1+\lambda^2} \geq P_{Rs}$$

AsJ min =	30.81	cm^2	→	6	ø	26
Prs min =	1050	kN				
Prc =	2702	kN	>Prs OK			
Prs =	1362	kN				



Armature			
ψ	45.0	°	
	Dir X	Dir Y	Dir J
n	9	9	0
Ø [mm]	20	20	26
As [cmq]	28.26	28.26	0.00
As dir J [cmq]	19.98	19.98	0.00
As J TOT	39.97	cm^2	OK

3 BARRIERA ACUSTICA

Si tratta della barriera che racchiude i basamenti impiantistici.
La struttura è costituita da colonne metalliche impostate su plinti isolati e supportati da pali impegnati flessionalmente.

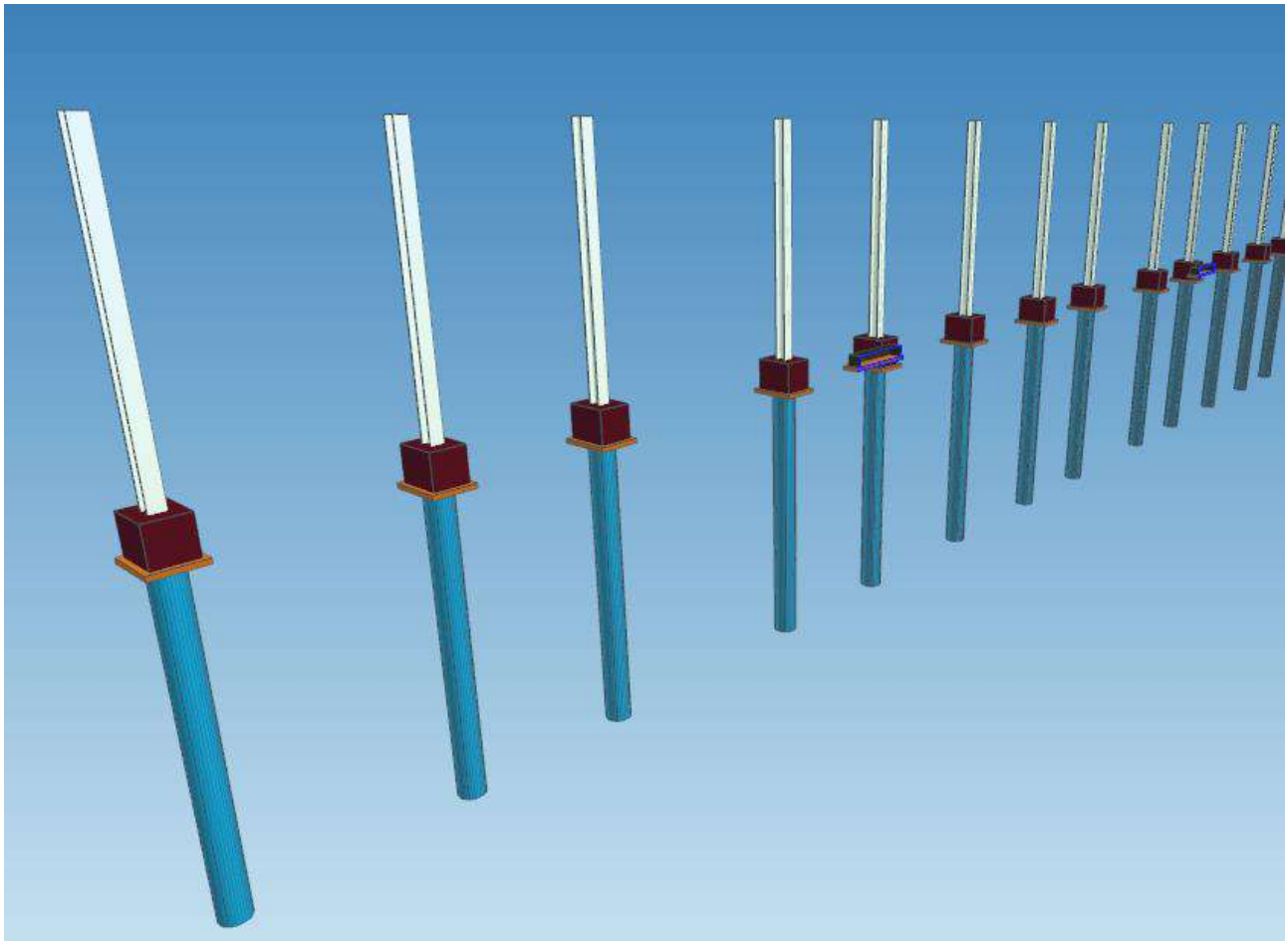


Fig. 3-1 : Barriera acustica

Le verifiche di portata dei pali sia dal punto di vista geotecnico che strutturale sono riportate nella relazione geotecnica alla quale si rimanda per questi aspetti.
Il plinto tozzo funge da elemento rigido di collegamento tra il palo e la colonna impostata sullo stesso asse.
Si verifica il profilo metallico sottoposto alla flessione per l'azione del vento ed il dettaglio di ancoraggio alla base.

In base alle IstruzioniCNR_DT207 per la definizione dei carichi da vento, nel caso di barriere estese il coefficiente dinamico deve essere maggiorato rispetto a quanto normalmente previsto e si pone pari ad 1.70.
Ne discende una pressione del vento considerata costante sull'altezza della barriera e pari a

Pw = 1.25 kN/mq

L'interasse massimo di calcolo è pari a 5,0m, dove le colonne hanno un passo superiore per la presenza dei portoni le colonne immediatamente adiacenti hanno un interasse minore, in modo da mantenere un'area di influenza pressoché costante su tutte le colonne.
La verifica del profilo metallico di tipo S275 è riportata nel seguito

Geometria						
h bar	6.00	m				
int	5.00	m				
Carichi e azioni				***Materiali***		
q vento	1.25	kN/mq		E	2.100E+08	kN/mq
coeff slu	1.50			fsk	27.50	kN/cmq
M slu	168.75	kNm		g	1.15	
V slu	56.25	kN		fsd	23.91	kN/cmq
Sezione e verifiche						
HEA 300						
J max	18260	cm4				
W el	1260	cm3				
f SLE	2.64	cm				
σ SLU	13.39	kN/cmq	OK			

Il nodo di base è costituito da una piastra ancorata con 6 barre filettate M24, come mostrato in figura

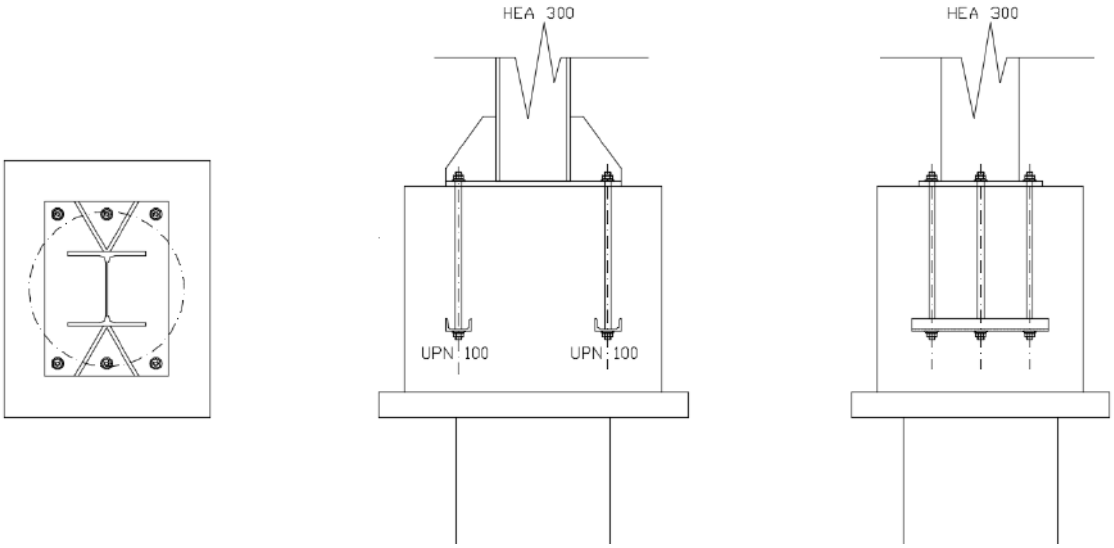


Fig. 3-2 : Nodo di base

Il nodo di base è verificato tramite un programma di un fornitore di ancoranti.

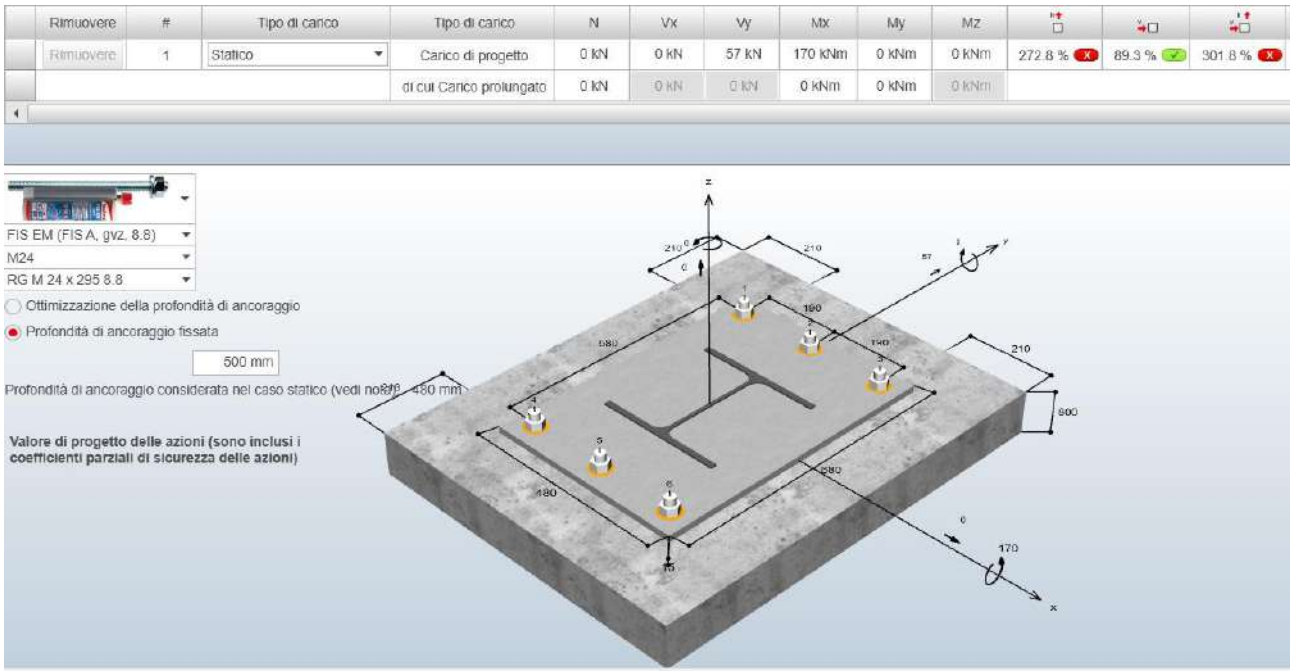


Fig. 3-3 : Verifica nodo di base

Come si può notare le verifiche a taglio sono soddisfatte mentre non è soddisfatta la verifica ad estrazione del tassello.
Per questo motivo si inserisce un UPN 100 che collega le barre di ogni fila, come riportato nelle precedenti immagini. Questi spezzoni sono ulteriormente ancorati tramite barre di armatura inserite in appositi fori già predisposti. In questo modo si ottiene un sicuro ancoraggio delle barre, per evitare lo sfilamento dei tasselli, rendendo solidali il dettaglio di base con le armature del palo.
Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda alle tavole di progetto.

4 SCALE PREFABBRICATE

Il progetto prevede due scale esterne diverse. Una si trova nel lato sud-est del sito di costruzione con il funzionamento di accedere al tetto dell'edificio di supporto e l'altra si trova nel lato ovest del cantiere per accedere al tetto delle Data Room.

Secondo il principio generale del committente, anche queste scale sono del tipo prefabbricato e il sistema portante principale è costituito dalle colonne a mensola. Per ogni rampa di scale è previsto un singolo elemento prefabbricato. Il carico da queste rampe viene trasferito alle colonne per mezzo di travi prefabbricate, direttamente o con l'ausilio delle mensole, in base alla posizione in elevazione delle travi.

La struttura, per l'analisi strutturale agli elementi finite è stata modellata usando un elemento beam per ogni componente della struttura. Le condizioni al contorno per le travi e le rampe sono assunte come una cerniera perfetta, mentre le colonne, costituendo il Sistema principale della resistenza laterale della struttura, sono incastrati alla base.

4.1 SCALA SUD-EST

La vista 3D e il modello FEM della struttura della scala sud-est sono presentati nelle figure Fig. 4-1 e Fig. 4-2.

Fig. 4-1 Scala Sud-Est Vista 3D

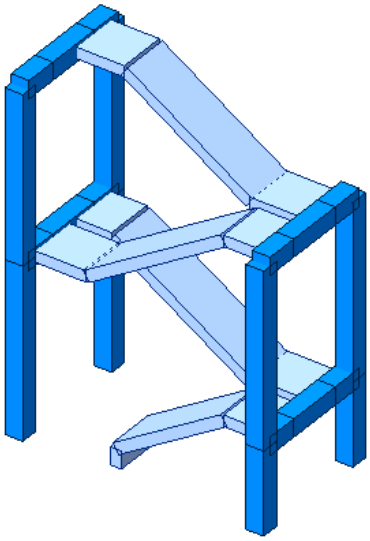


Fig. 4-2 Scala Sud-Est – Modello FEM

I risultati dell'analisi strutturale effettuata sono presentati nelle pagine seguenti.

Momenti flettenti e forze di taglio per le rampe:

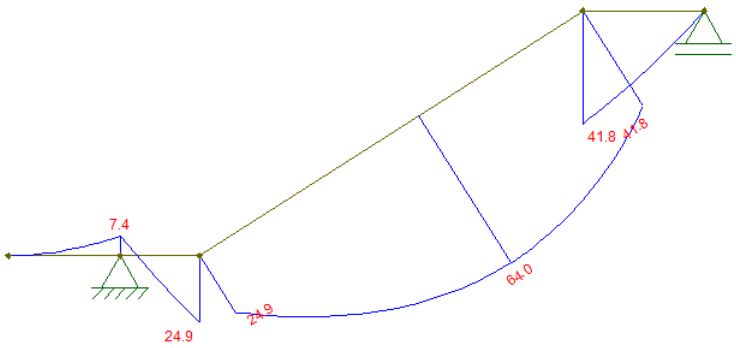


Fig. 4-3 Momento flettente Mz SLU [kNm]

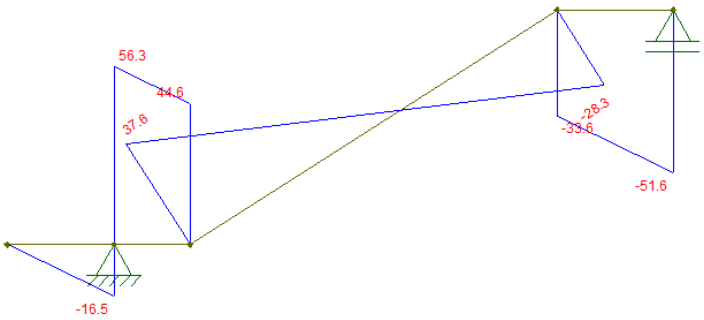


Fig. 4-4 Taglio Vy SLU [kN]

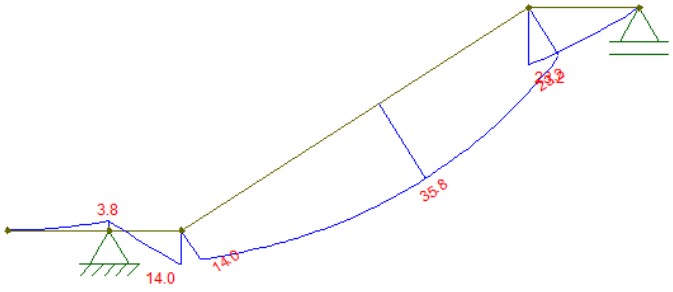


Fig. 4-5 Momento flettente Mz SLQP [kNm]

Momenti flettenti e le forze di taglio per le travi principali:

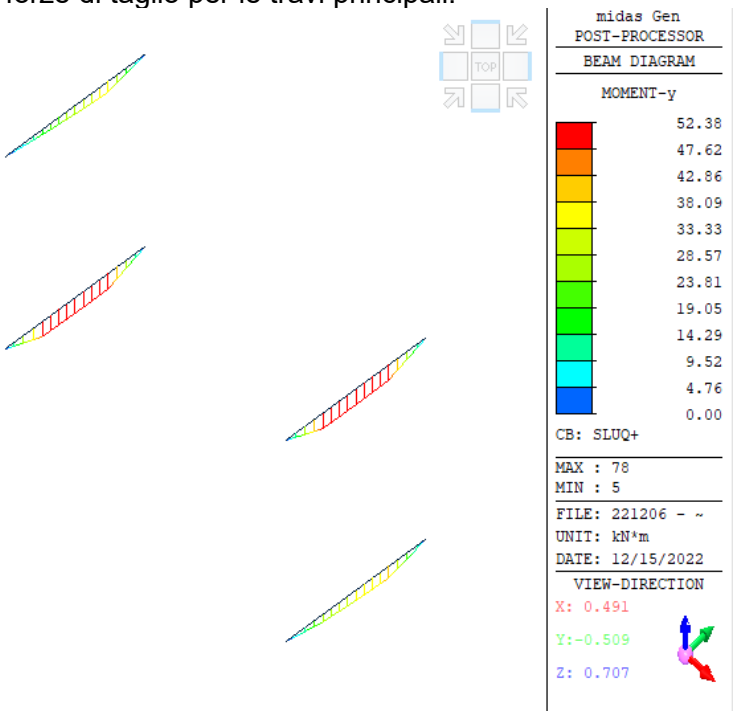


Fig. 4-6 Momento flettente My SLU [kNm]

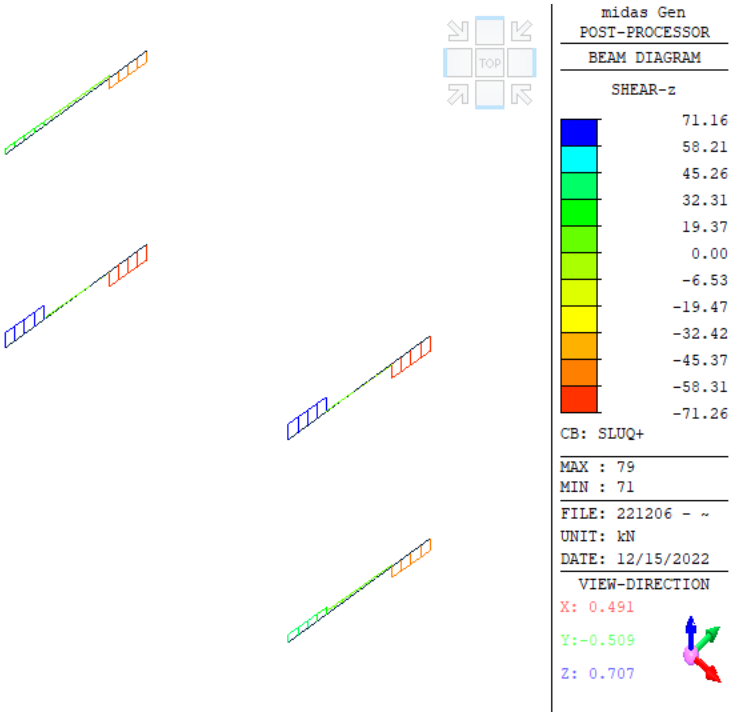


Fig. 4-7 Taglio Vz SLU [kN]

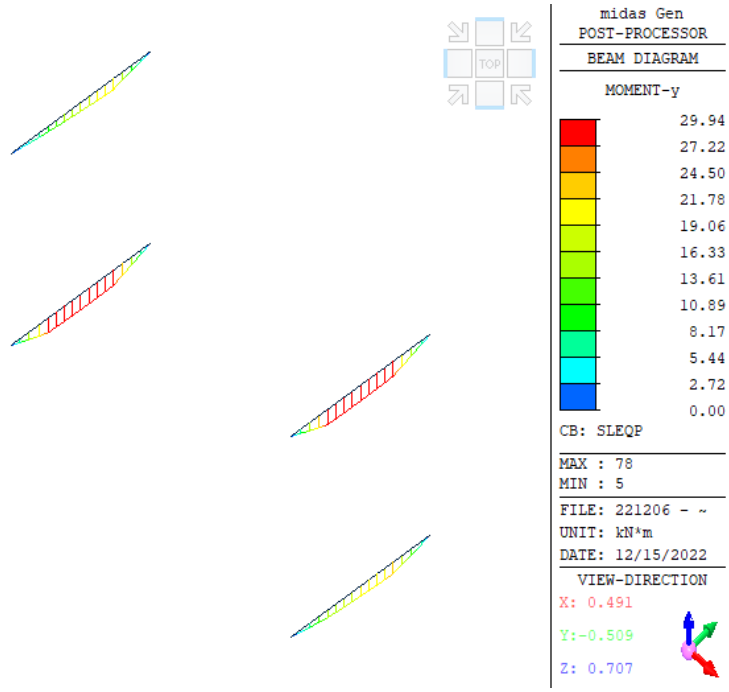


Fig. 4-8 Momento flettente My SLQP [kNm]

Momenti flettenti e le forze di taglio per le colonne principali:

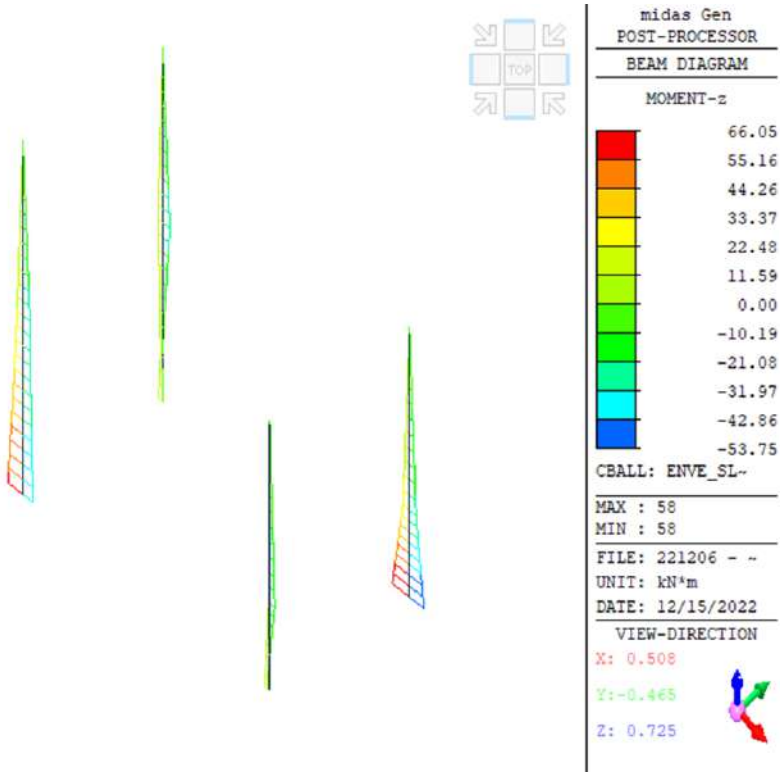


Fig. 4-9 Momento flettente Mz Inviluppo SLV [kNm]

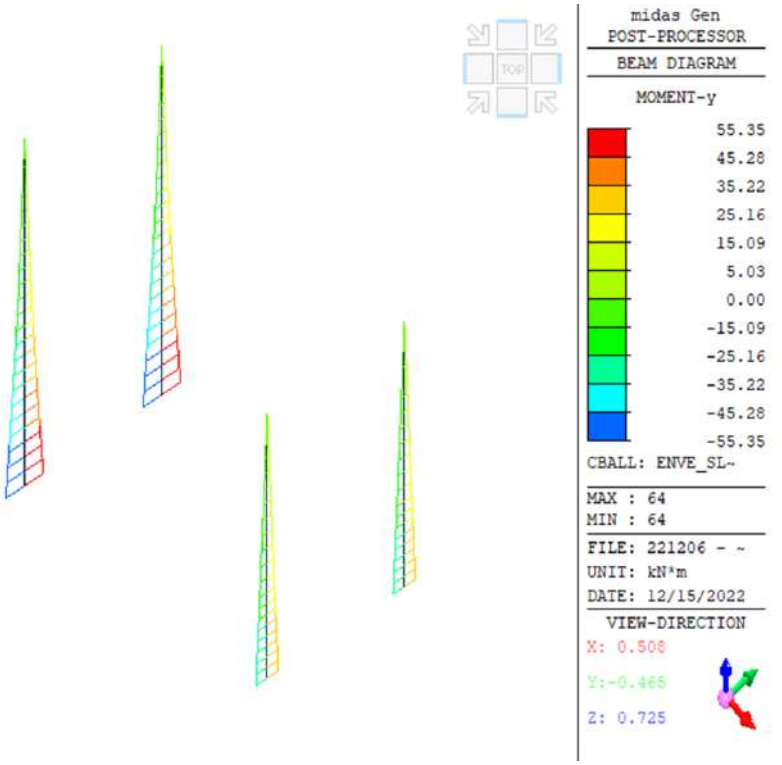


Fig. 4-10 Forza assiale N Inviluppo SLV [kN]

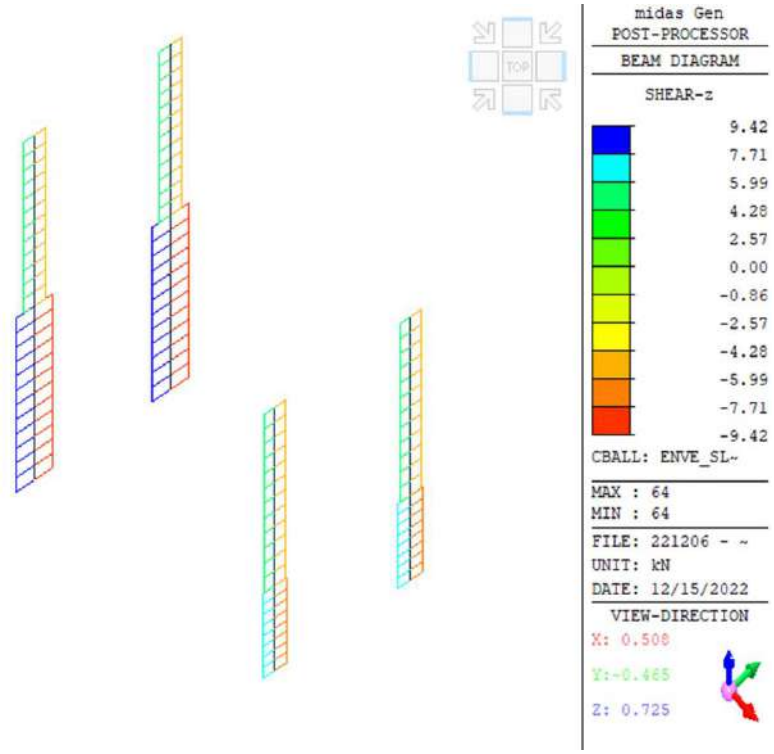


Fig. 4-11 Taglio Vz Inviluppo SLV [kN]

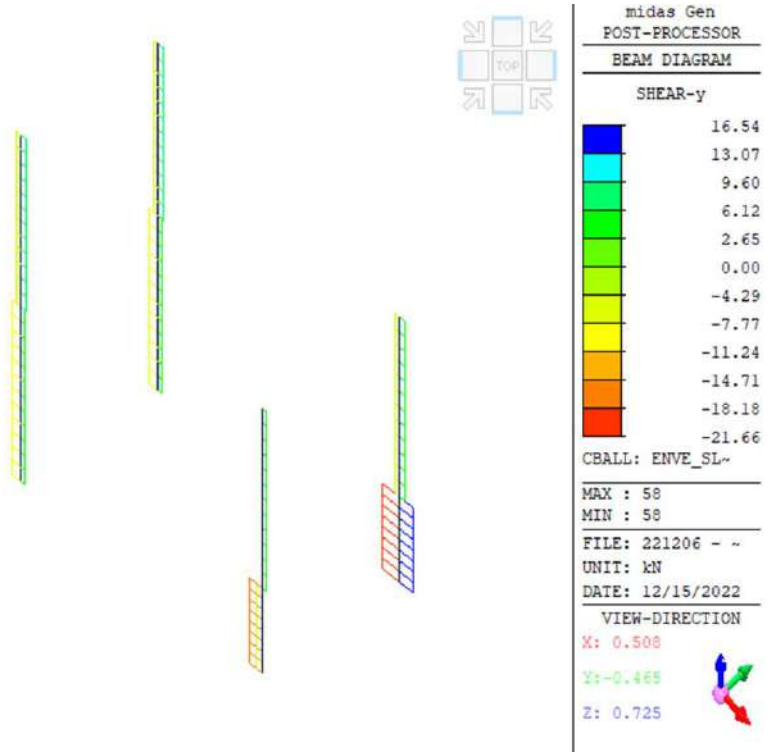


Fig. 4-12 Taglio Vy Inviluppo SLV [kN]

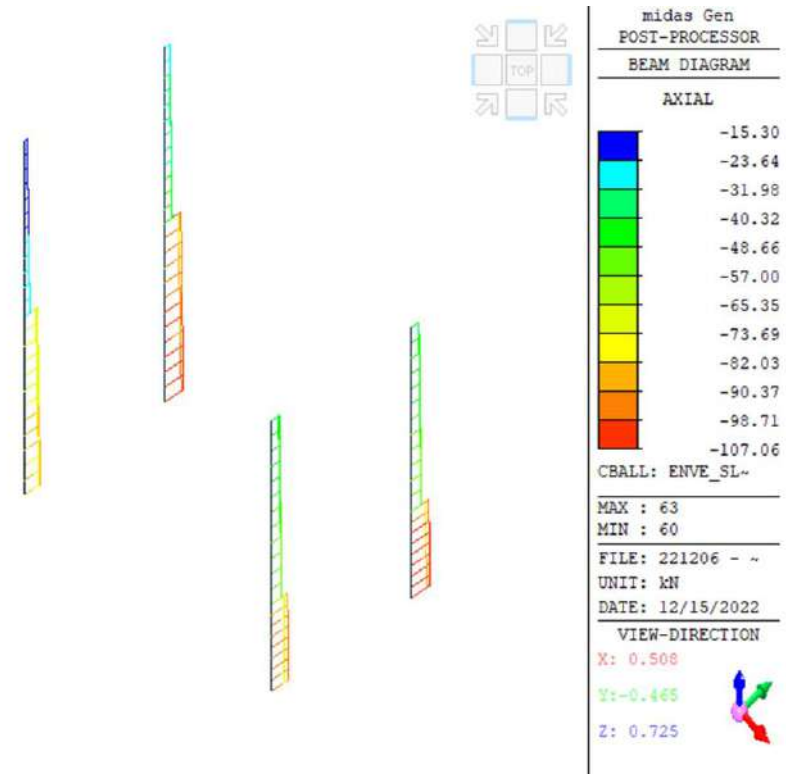


Fig. 4-13 Forza assiale N Inviluppo SLV [kN]

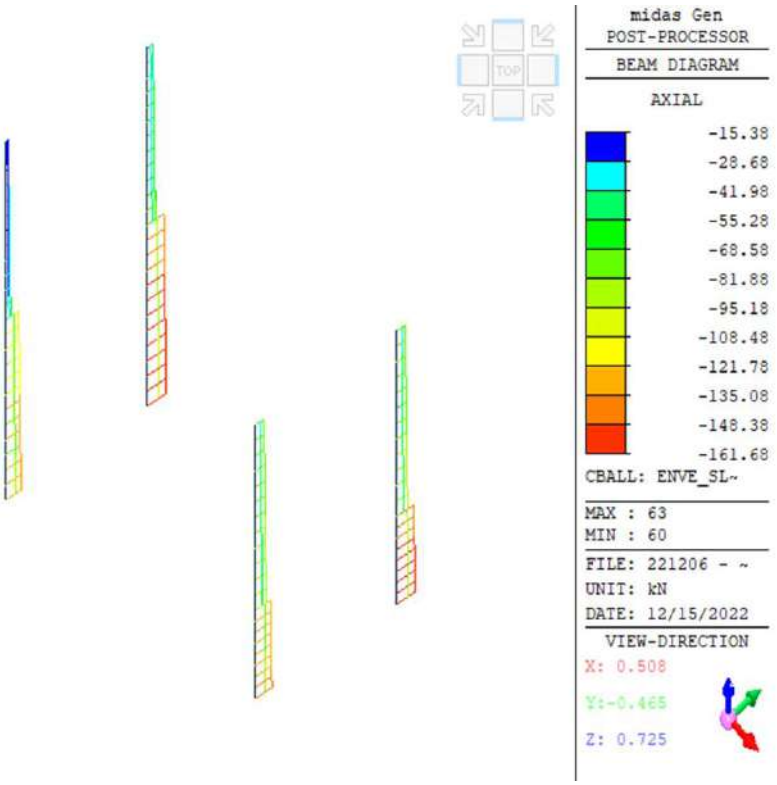


Fig. 4-14 Forza assiale N Inviluppo SLU [kN]

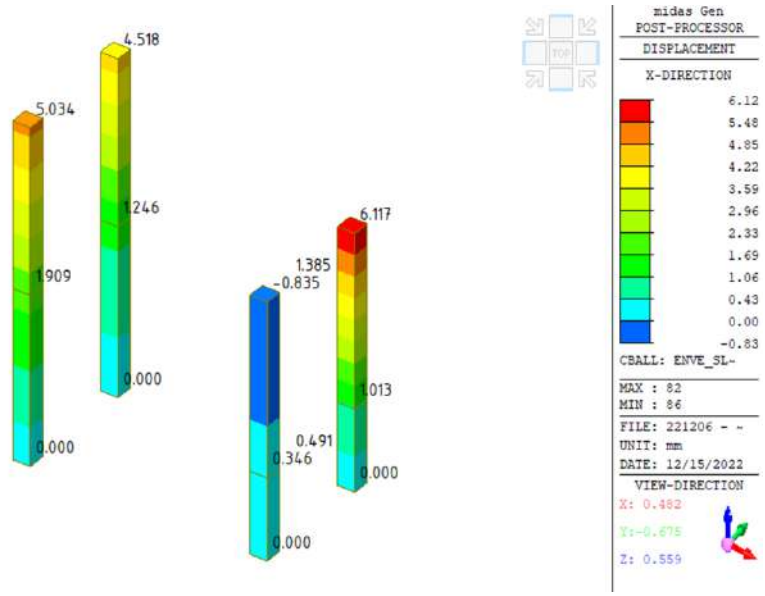


Fig. 4-15 Spostamento dx – Combinazione SLO

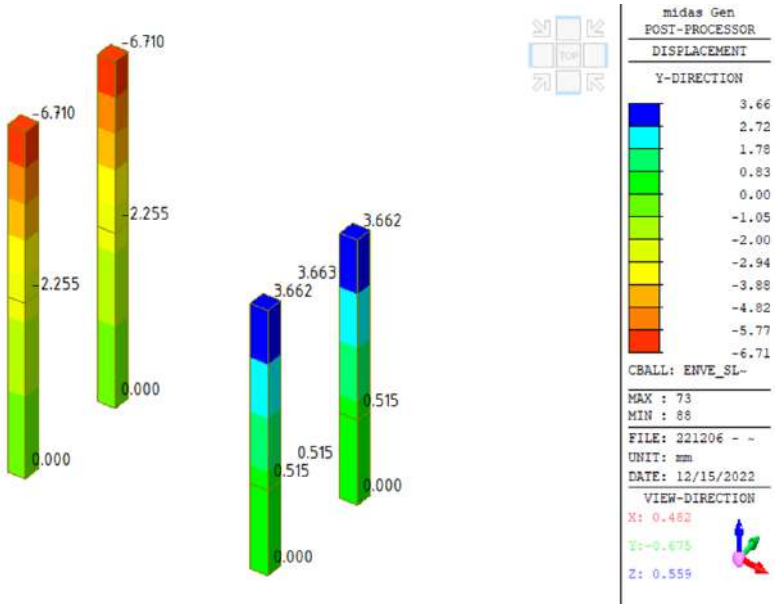


Fig. 4-16 Spostamento dy – Combinazione SLO

	Altezza Colonna Column height [m]	Spostamento X Displacement X [mm]	Spostamento Y Displacement Y [mm]	Limite h/400 Limit h/400	Verifica Verification
1	7.60	4.50	6.70	19	Si/Yes
3	5.80	6.20	3.60	14.5	Si/Yes

Le verifiche degli spostamento risultano soddisfatte.

4.2 SCALA OVEST

La vista 3D e il modello FEM della struttura della scala ovest sono presentati nelle figure in seguito.

Fig. 4-17 Scala Ovest - Vista 3D

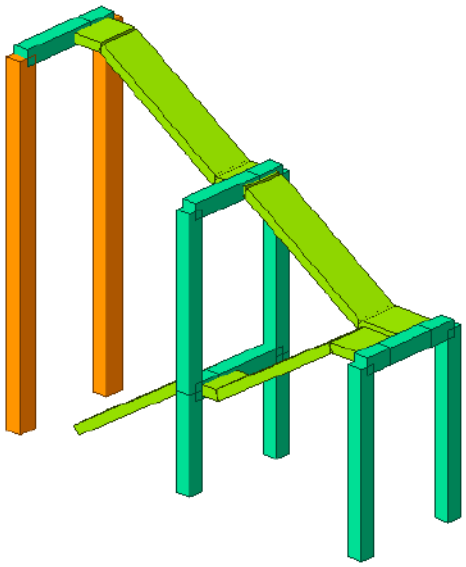


Figure 4-18 Scala Ovest – Modello FEM

I risultati dell'analisi strutturale effettuata sono presentati nelle pagine seguenti.

Momenti flettenti e forze di taglio per le rampe:

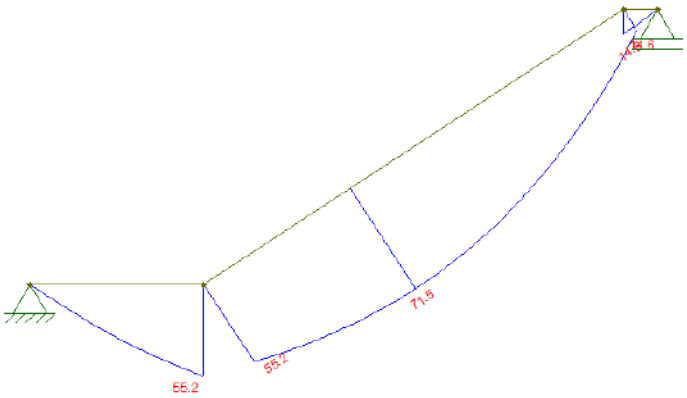


Fig. 4-19 Momento flettente Mz SLU [kNm]

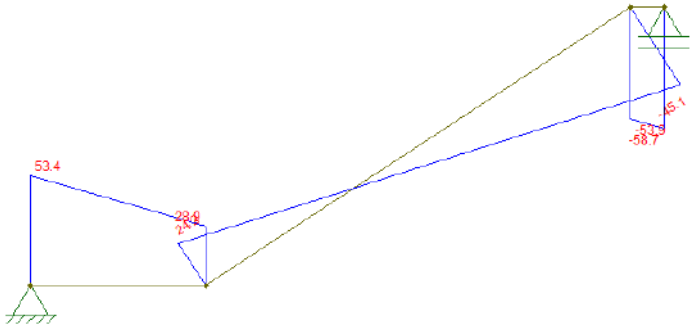


Fig. 4-20 Taglio Vy SLU [kN]

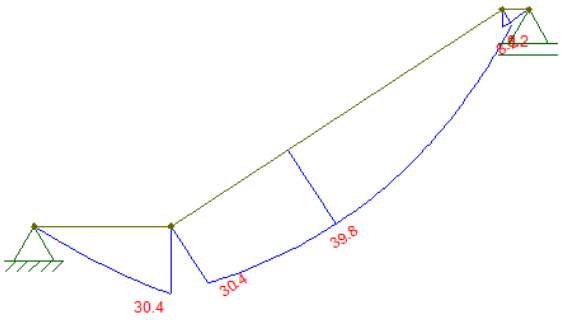


Fig. 4-21 Momento flettente Mz SLQP [kNm]

Momenti flettenti e le forze di taglio per le travi principali:

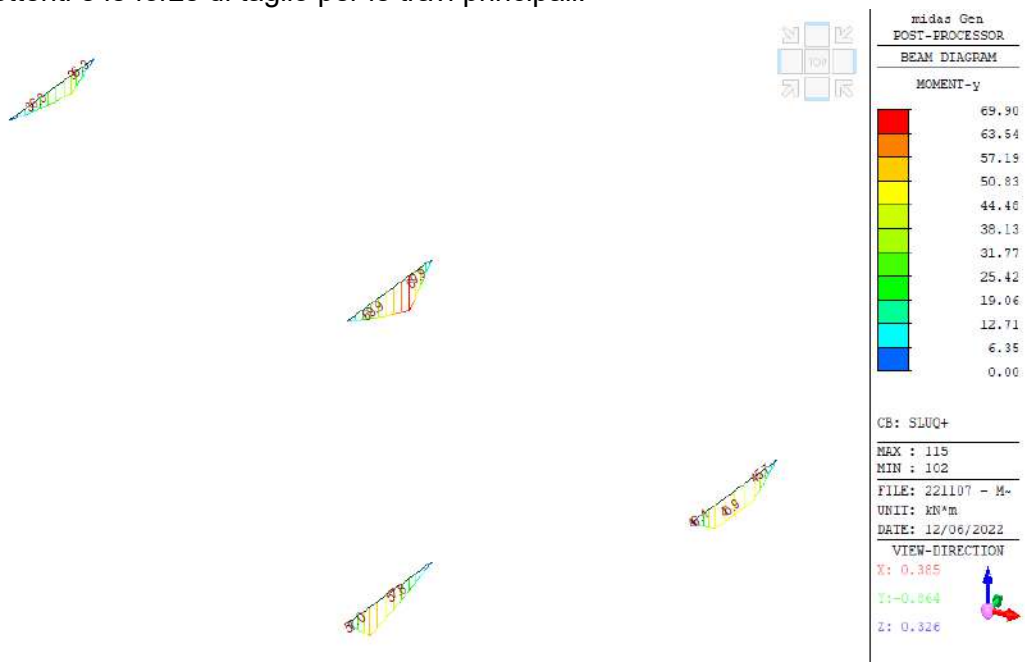


Fig. 4-22 Momento flettente My SLQP [kNm]

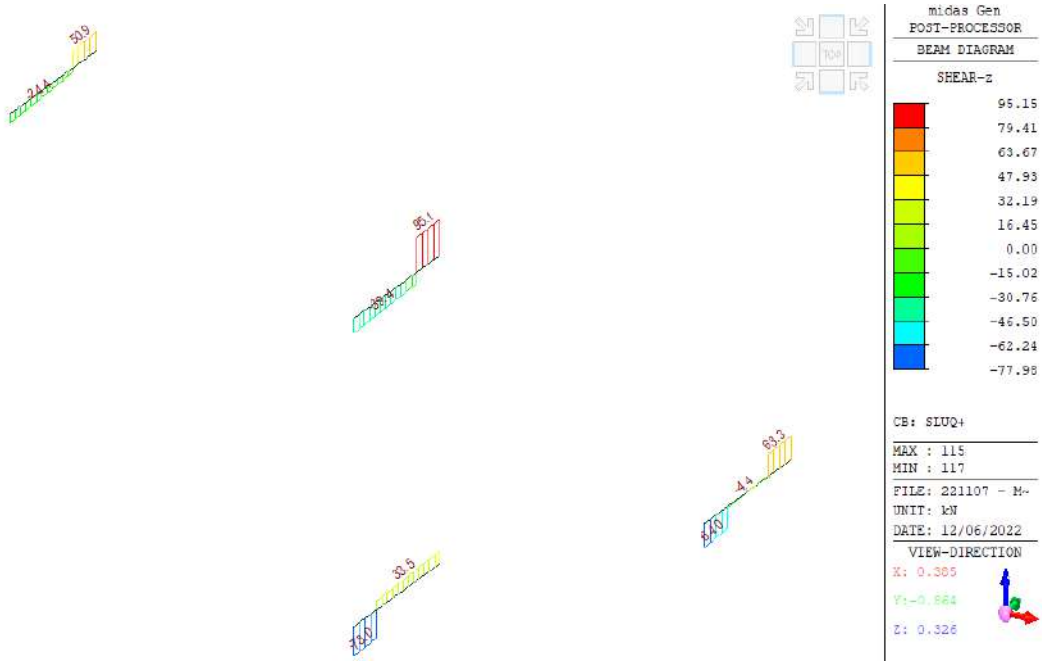


Fig. 4-23 Taglio Vz SLU [kN]

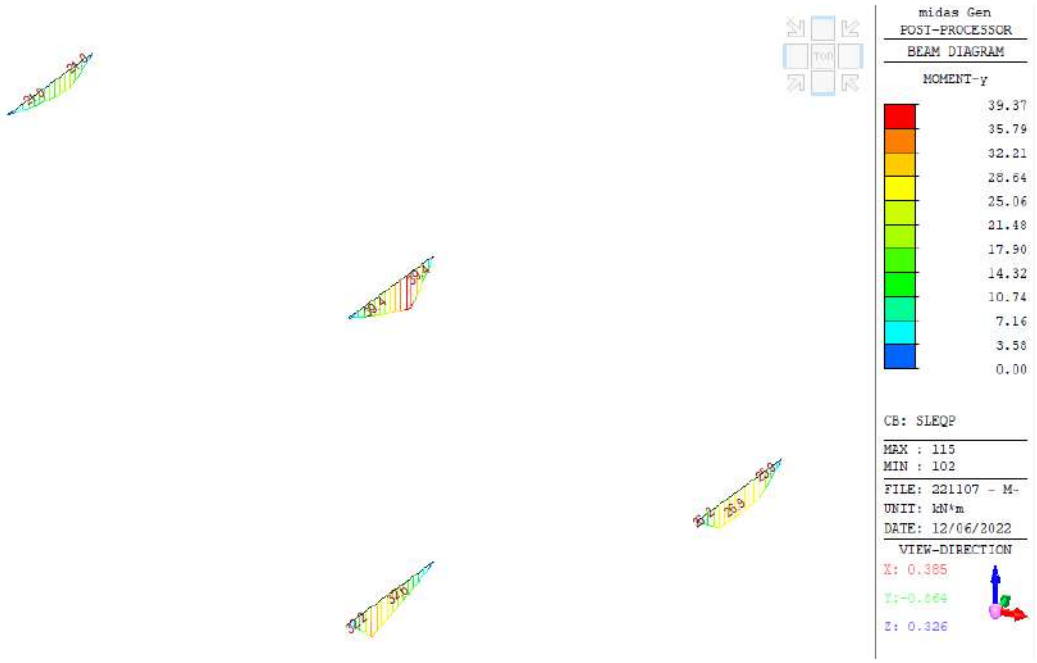


Fig. 4-24 Momento flettente My SLQP [kNm]

Momenti flettenti e le forze di taglio per le colonne principali:

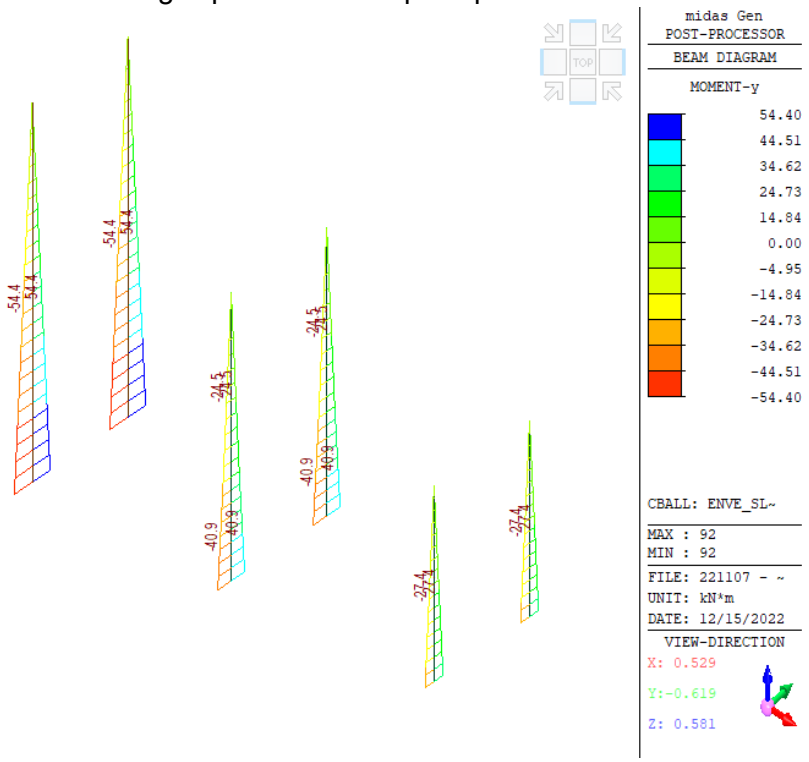


Fig. 4-25 Momento flettente My Inviluppo SLV [kNm]

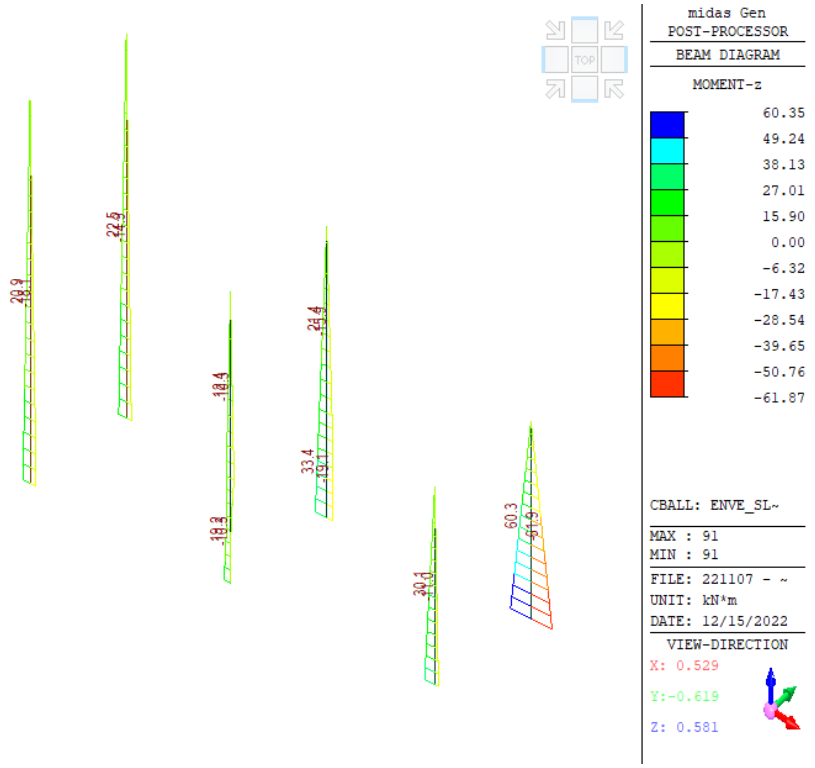


Fig. 4-26 Momento flettente Mz Inviluppo SLV [kNm]

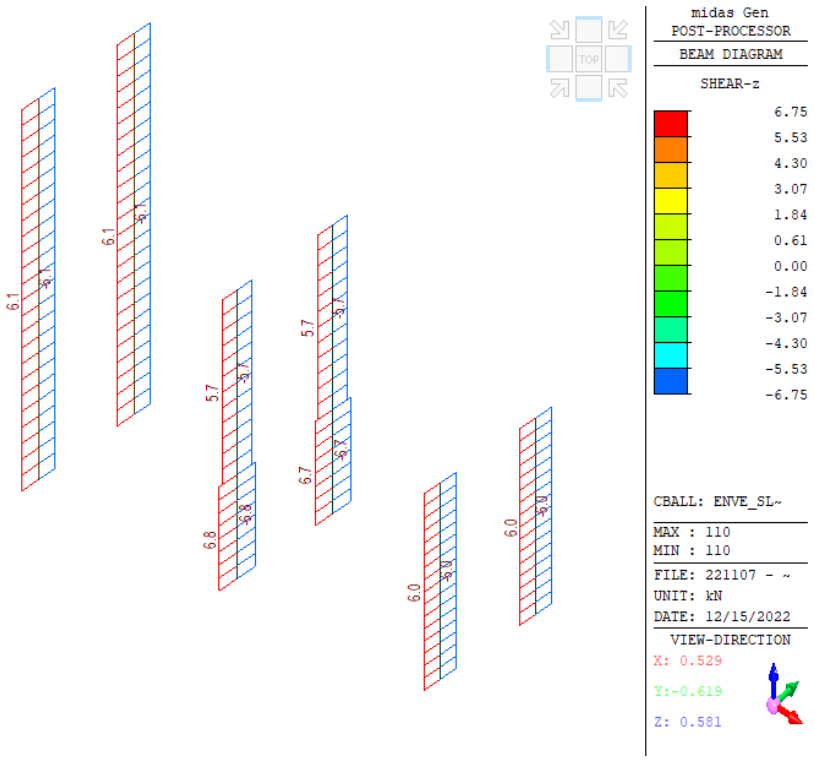


Fig. 4-27 Taglio Vz Inviluppo SLV [kN]

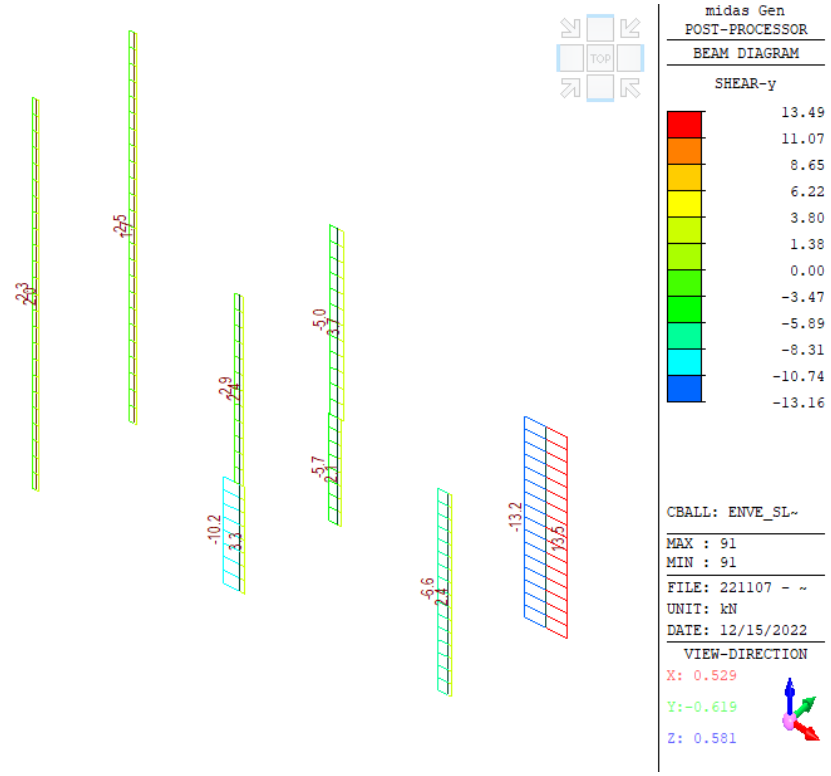


Fig. 4-28 Taglio Vy Inviluppo SLV [kN]

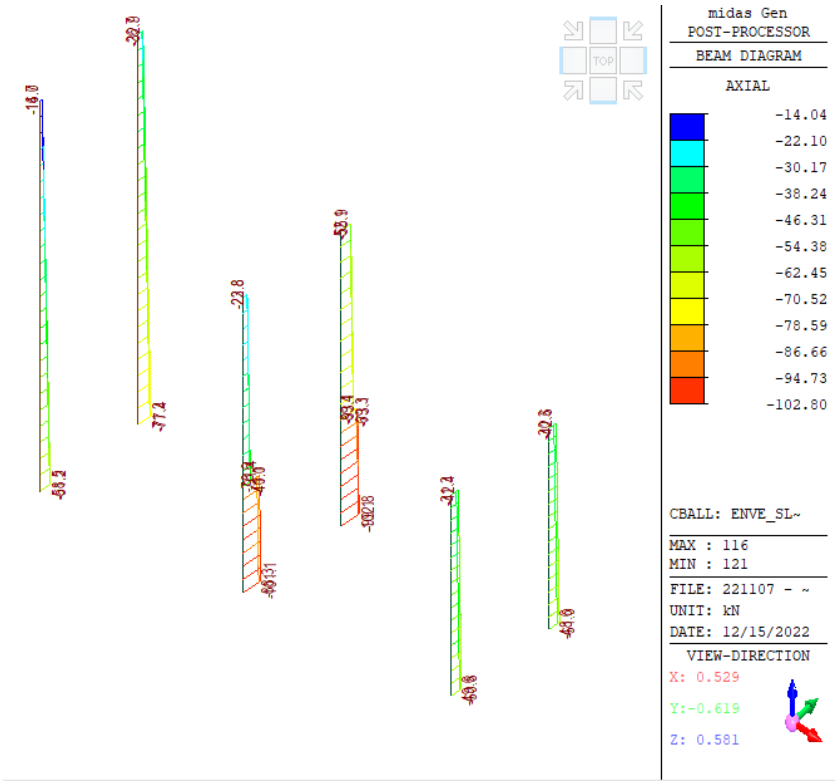


Fig. 4-29 Forza assiale N Inviluppo SLV [kN]

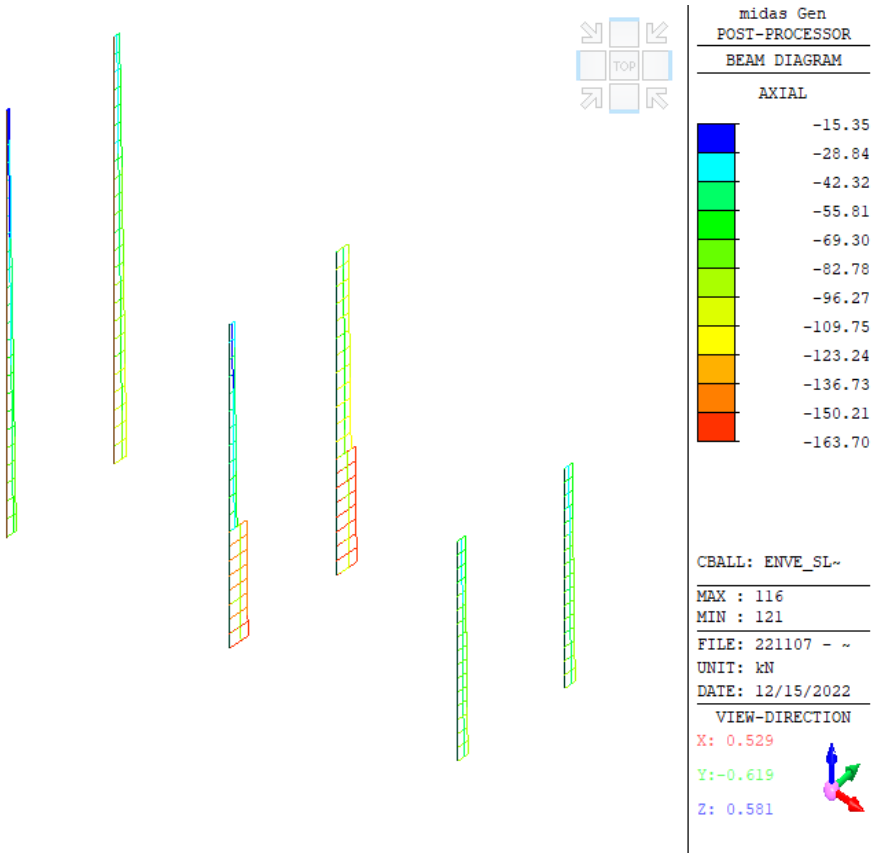


Fig. 4-30 Forza assiale N Inviluppo SLU [kN]

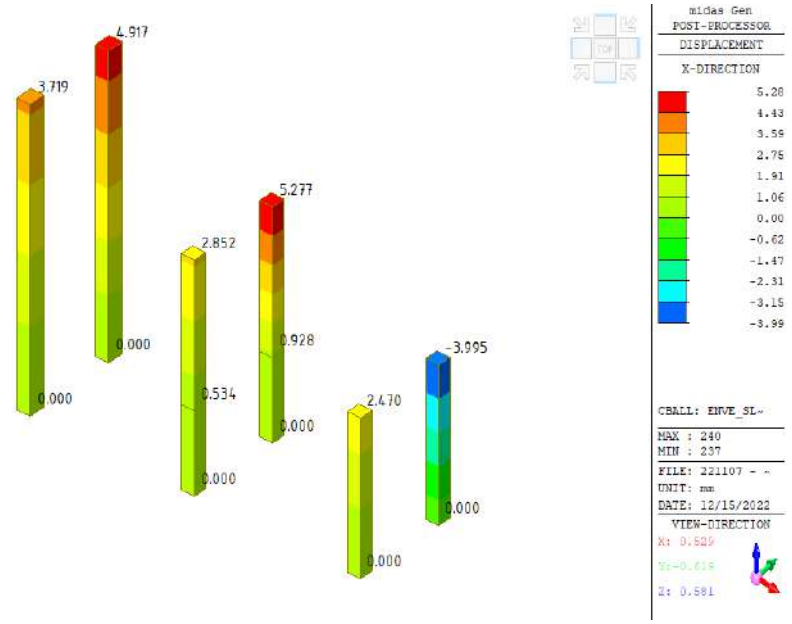


Fig. 4-31 Spostamento dx – Combinazione SLO

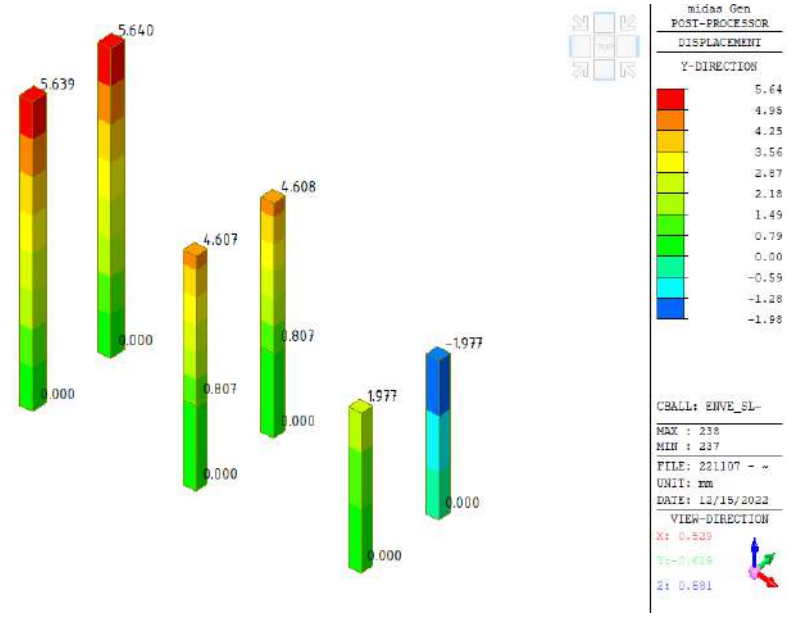


Fig. 4-32 Spostamento dy – Combinazione SLO

	Altezza Colonna Column height [m]	Spostamento X Displacement X [mm]	Spostamento Y Displacement Y [mm]	Limite h/400 Limit h/400	Verifica Verification
1	8.90	4.90	5.70	22.25	Si/Yes
2	6.74	5.30	4.61	16.85	Si/Yes
3	4.60	4.00	2.00	11.5	Si/Yes

Le verifiche degli spostamenti risultano soddisfate.

4.3 VERIFICHE STRUTTURALI

RAMPA

Verifiche a flessione e taglio

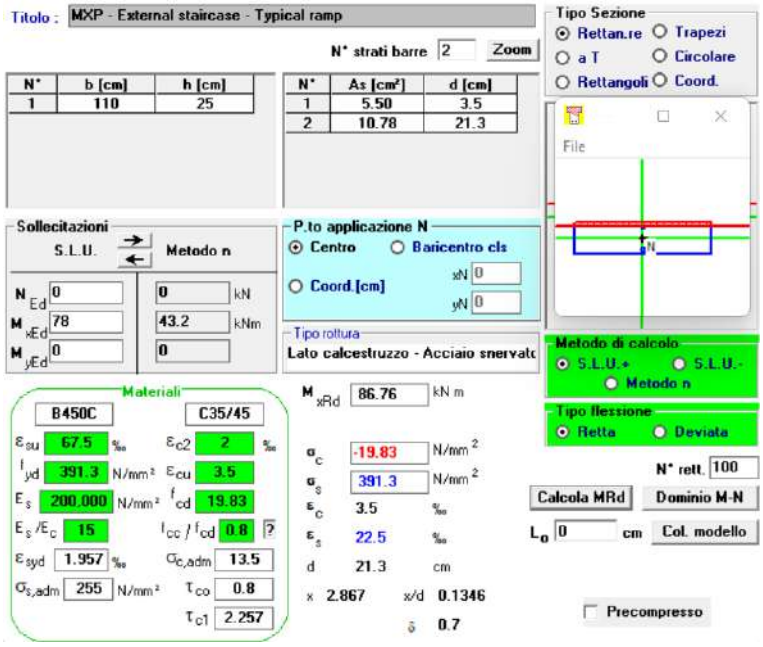


Fig. 4-33 Verifica a flessione – Rampa

Mrd=86kNm > Med=71.5 kNm → Verifica sodisfatta

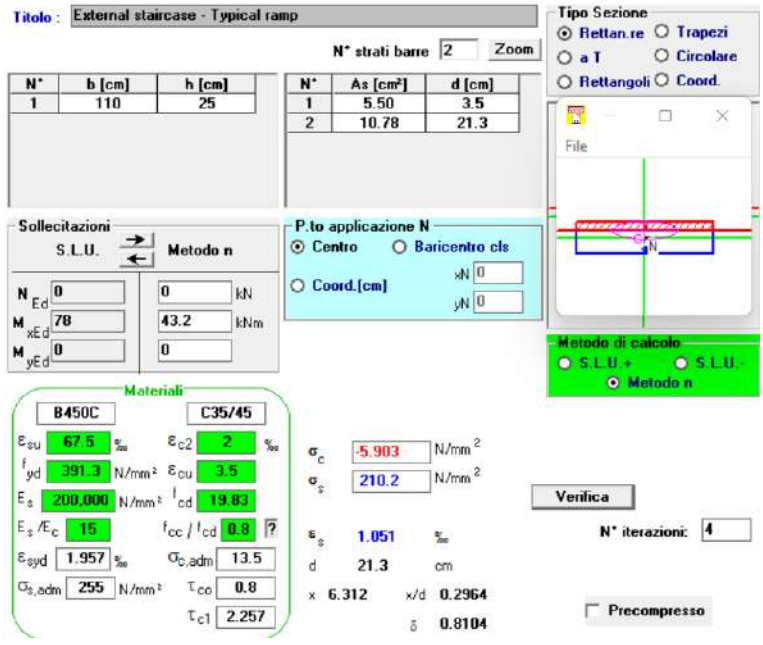


Fig. 4-34 Sollecitazioni sulla sezione – Rampa

Secondo il prospetto 7.2N e 7.3N delle UNI EN-1992, per garantire un ampiezza delle fessure inferiore al limite 0.4mm, il diametro massimo delle barre deve essere massimo 20 mm, oppure l'interasse tra le barre minore di 250mm. Avendo previsto l'armatura della rampa Ø14/15, la verifica risulta automaticamente soddisfatta.

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione**[1)]

Tensione nell'acciaio[2)] [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm] w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:
c = 25 mm; $f_{ct,eff}$ = 2,9 MPa; h_{cr} = 0,5 h; (h- d) = 0,1 h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_1 = 0,4 e k_t = 1,0.
2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N **Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione**[1)]

Tensione nell'acciaio[2)] [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm] w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

Project: 00755 - Noviglio
Title: Typical staircase ramp

Shear verification for r.c. sections as per DM 2018
Ref: par 4.1.2.3.5

Concrete	C35/45		
Rck	4.50	kN/cmq	
fck	3.50	kN/cmq	
αcc	0.85		reduction coefficient for long term loading
γc	1.50		partial safety factor for concrete
fcd	1.98	kN/cmq	design value of concrete compressive strength
f 'cd	0.99	kN/cmq	des. value of conc. comp. strength for shear
Reinforcement steel			
fyk	45.00	kN/cmq	
γc	1.15		partial safety factor for reinforcement steel
fyd	39.13	kN/cmq	
Section			
H tot	25.0	cm	total height
c	3.7	cm	concrete cover to rebar center
bw	110.0	cm	minimum web width
d	21.3	cm	effective depth of cross-section
σ cp	0.00	kN/cmq	compressive stress if present
α c	1.00		coeff. for compressed sections
k	1.969		
n. rebars	7		longit. reinf. 10.78 cmq
Ø	14	mm	
ρ1	0.46%		
v min	0.572		
v rd	0.597		
V rd	139.8	kN	Shear resistance without shear reinforcement
Design Action			
Vsd SLU	63.0	kN	

SHEAR REINFORCEMENT NOT REQUIRED

Commessa: 00755 - Noviglio
Titolo: Rampa scale

Verifica a taglio per sezioni in c.a secondo DM 2018
Rif: par 4.1.2.3.5

Calcestruzzo	C35/45		
Rck	4.50	kN/cmq	
fck	3.50	kN/cmq	
αcc	0.85		riduzione per carichi di lunga durata
γc	1.50		coeff. Sicurezza materiale
fcd	1.98	kN/cmq	resistenza di calcolo
f 'cd	0.99	kN/cmq	resistenza di calcolo per verifiche a taglio
Acciaio			
fyk	45.00	kN/cmq	
γc	1.15		coeff. Sicurezza materiale
fyd	39.13	kN/cmq	
Sezione			
H tot	25.0	cm	altezza totale
c	3.7	cm	copriferro
bw	110.0	cm	larghezza minima anima
d	21.3	cm	h utile
σ cp	0.00	kN/cmq	sforzo assiale di compressione se presente
α c	1.00		coeff per sezioni compresse
k	1.969		
n. barre tese	7		As long tesa 10.78 cmq
Ø	14	mm	
ρ1	0.46%		
v min	0.572		
v rd	0.597		
V rd	139.8	kN	Taglio resistente senza armatura
Azioni			
Vsd SLU	54.0	kN	

ARMATURA NON NECESSARIA

La sezione è in grado di sostenere il carico di taglio senza armatura aggiuntiva a taglio.

TRAVI

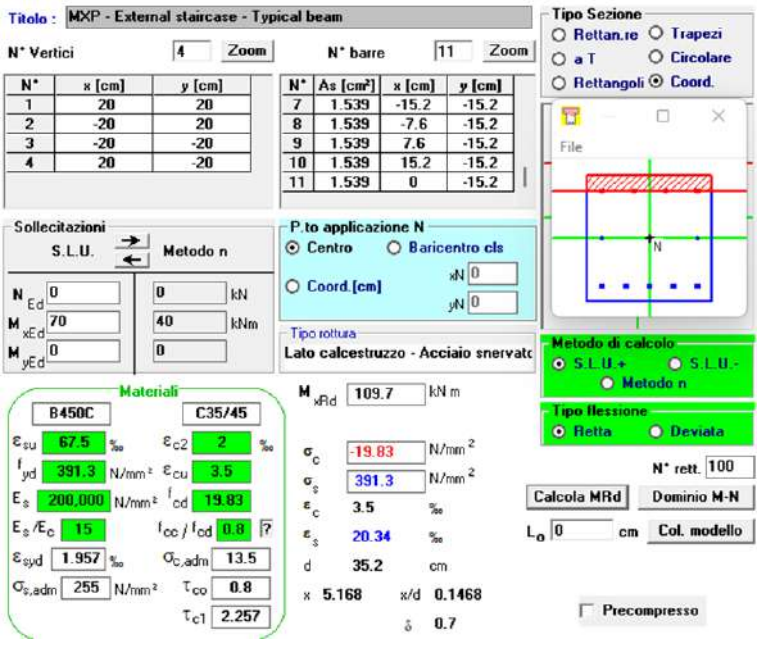


Fig. 4-35 Verifica a flessione – Trave principale

Mrd=109.7kNm > Med=70 kNm → Verifica risulta soddisfatta

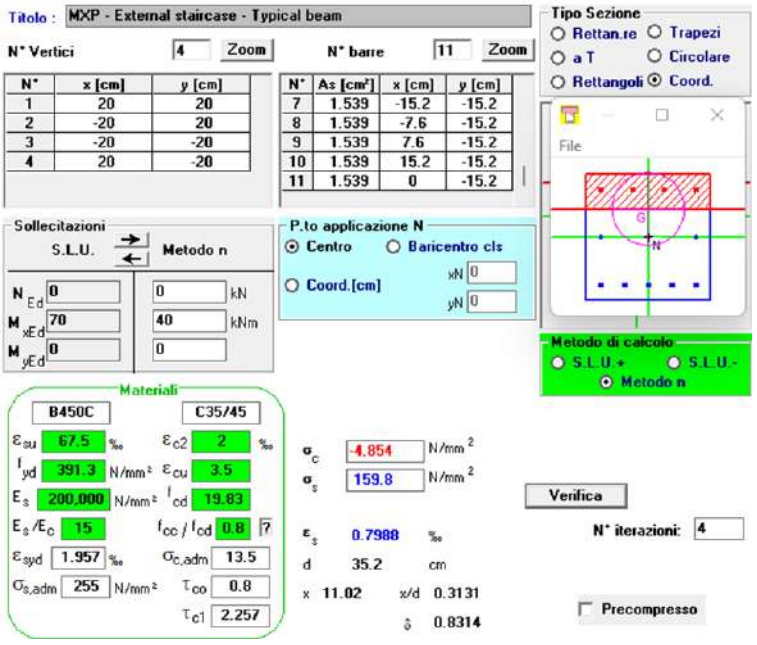


Fig. 4-36 Sollecitazioni sulla sezione – Trave principale

Secondo il prospetto 7.2/7.3N del UNI EN-1992, per garantire un ampiezza delle fessure inferiore al limite 0.4mm, il diametro massimo delle barre deve essere massimo 32mm, oppure l'interasse tra le barre minore di 250mm. Avendo previsto 5Ø14 con interasse minore di 7cm, la verifica risulta automaticamente soddisfatta.

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione**[1)]

Tensione nell'acciaio[2)] [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm] w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni: c = 25 mm; $f_{ct,eff}$ = 2,9 MPa; h_{cr} = 0,5 h; (h- d') = 0,1 h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_1 = 0,4 e k_4 = 1,0.
2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N **Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione**[1)]

Tensione nell'acciaio[2)] [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm] w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

Project: 00755 - Noviglio
Title: Typical Beam - Staircase

Shear verification for r.c. sections as per DM 2018
Ref: par 4.1.2.3.5

Concrete	C35/45		
Rck	4.50	kN/cmq	
fck	3.50	kN/cmq	
αcc	0.85		reduction coefficient for long term loading
γc	1.50		partial safety factor for concrete
fcd	1.98	kN/cmq	design value of concrete compressive strength
f 'cd	0.99	kN/cmq	des. value of conc. comp. strength for shear
Reinforcement steel			
fyk	45.00	kN/cmq	
γc	1.15		partial safety factor for reinforcement steel
fyd	39.13	kN/cmq	
Section			
H tot	40.0	cm	total height
c	4.7	cm	concrete cover to rebar center
bw	40.0	cm	minimum web width
d	35.3	cm	effective depth of cross-section
σ cp	0.00	kN/cmq	compressive stress if present
α c	1.00		coeff. for compressed sections
k	1.753		
n. rebars	5		longit. reinf. 7.70 cmq
Ø	14	mm	
ρ1	0.55%		
v min	0.480		
v rd	0.562		
V rd	79.4	kN	Shear resistance without shear reinforcement

Design Action

Vsd SLU 96.0 kN

SHEAR REINFORCEMENT REQUIRED

Commessa: 00755 - Noviglio
Titolo: Trave tipica - Scale esterne

Verifica a taglio per sezioni in c.a secondo DM 2018
Rif: par 4.1.2.3.5

Calcestruzzo	C35/45		
Rck	4.50	kN/cmq	
fck	3.50	kN/cmq	
αcc	0.85		riduzione per carichi di lunga durata
γc	1.50		coeff. Sicurezza materiale
fcd	1.98	kN/cmq	resistenza di calcolo
f 'cd	0.99	kN/cmq	resistenza di calcolo per verifiche a taglio
Acciaio			
fyk	45.00	kN/cmq	
γc	1.15		coeff. Sicurezza materiale
fyd	39.13	kN/cmq	
Sezione			
H tot	40.0	cm	altezza totale
c	4.7	cm	copriferro
bw	40.0	cm	larghezza minima anima
d	35.3	cm	h utile
σ cp	0.00	kN/cmq	sforzo assiale di compressione se presente
α c	1.00		coeff per sezioni compresse
k	1.753		
n. barre tese	5		As long tesa 7.70 cmq
Ø	14	mm	
ρ1	0.55%		
v min	0.480		
v rd	0.562		
V rd	79.4	kN	Taglio resistente senza armatura

Azioni

Vsd SLU 96.0 kN

NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO

Shear reinforcement

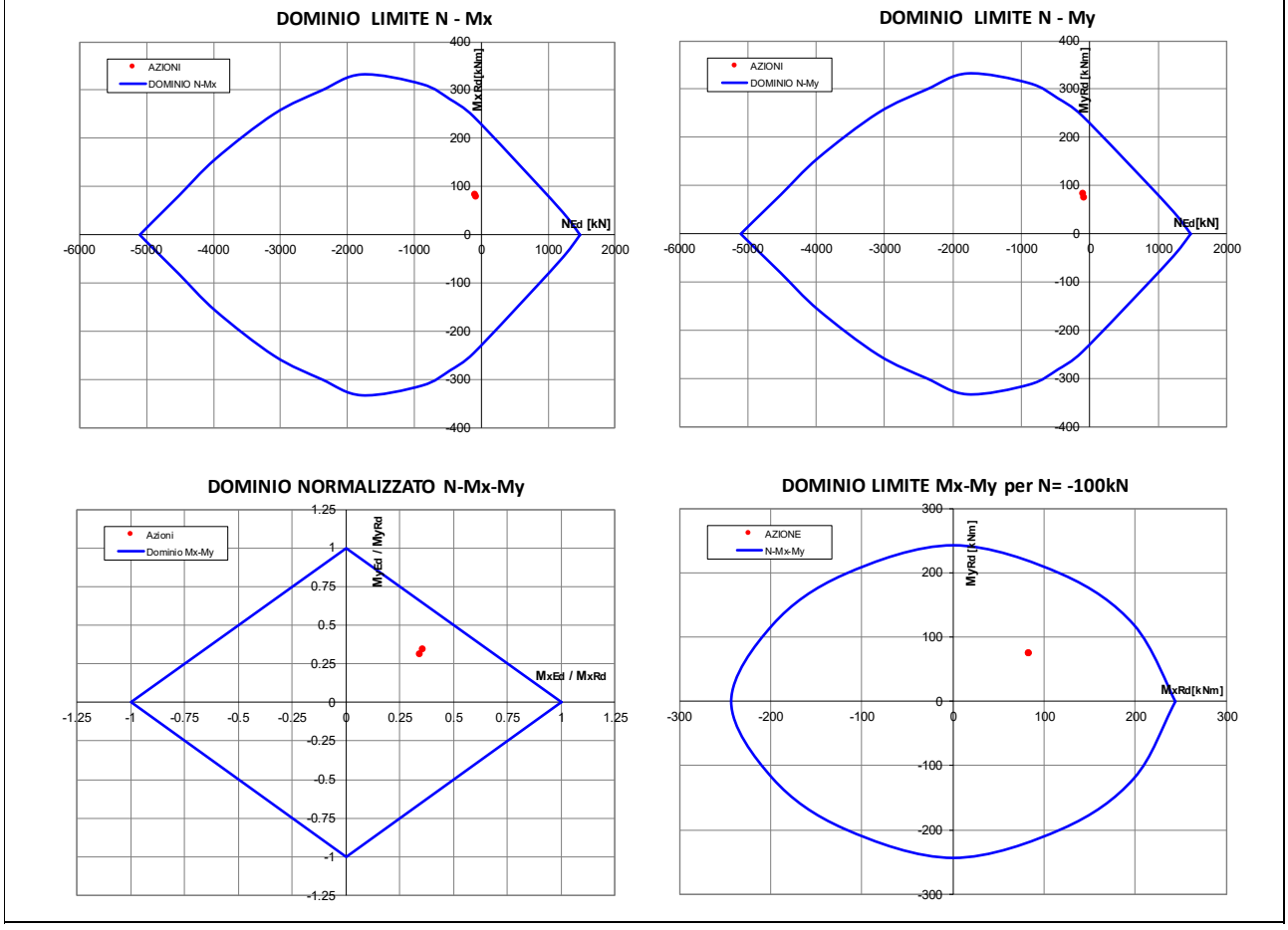
α	90 °	inclination of reinforcement [staffe = 90°]			
ϑ	45 °	truss inclination			
n bars	2	min. from regulations	BEAM		
Ø	10 mm	Ø min	- mm		
spacing	15.0 cm	min spacing	28.2 cm	OK	
Asw	1.57 cmq				
Asw/m	10.47 cmq/m	Asw/m min	6 cmq/m	OK	
VRds	130.2 kN				
VRdc	630.1 kN				
VRd	**130.2 kN**	**VERIFIED**			
al	15.9 cm	translation of most unfavourable side of bending moment for calculation of longitudinal reinforcement			

Armature trasversali

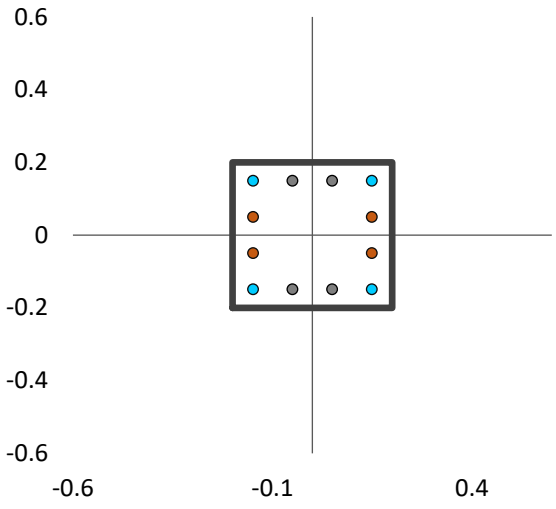
α	90 °	inclinazione armatura [staffe = 90°]			
ϑ	45 °	inclinazione traliccio			
n ferri	2	minimi di normativa	TRAVE		
Ø	10 mm	Ø min	- mm		
passo	15.0 cm	passo min	28.2 cm	OK	
Asw	1.57 cmq				
Asw/m	10.47 cmq/m	Asw/m min	6 cmq/m	OK	
VRds	130.2 kN				
VRdc	630.1 kN				
VRd	**130.2 kN**	**VERIFICATO**			
al	15.9 cm	traslazione lato meno sfavorevole del momento flettente per il calcolo dell'armatura longitudinale			

COLONNE

Commessa: 00755 - Noviglio
Titolo: Colonne - Scale esterne



Le verifiche riportati nelle immagini precedenti, sono state eseguite per la colonna interna della scala ovest, che rappresenta la condizione di carico più sfavorevole per tutte le colonne. Agli stati limite ultimi e alle condizioni sismiche, siamo all'interno del dominio limite M-N, quindi le verifiche sono soddisfatte.



Colonna 40x40cm - Armature 12 Ø20

Commessa: 00755 - Noviglio
Titolo: Colonna - Scale esterne

Verifica a taglio per sezioni in c.a secondo DM 2018
Rif: par 4.1.2.3.5

Calcestruzzo	**C40/50**		
Rck	5.00	kN/cmq	
fck	4.00	kN/cmq	
αcc	**0.85**		riduzione per carichi di lunga durata
γc	**1.50**		coeff. Sicurezza materiale
fcd	2.27	kN/cmq	resistenza di calcolo
f 'cd	1.13	kN/cmq	resistenza di calcolo per verifiche a taglio
Acciaio			
fyk	**45.00**	kN/cmq	
γc	**1.15**		coeff. Sicurezza materiale
fyd	39.13	kN/cmq	
Sezione			
H tot	**40.0**	cm	altezza totale
c	**4.7**	cm	copriferro
bw	**40.0**	cm	larghezza minima anima
d	**35.3**	cm	h utile
σ cp	**0.00**	kN/cmq	sforzo assiale di compressione se presente
α c	1.00		coeff per sezioni compresse
k	1.753		
n. barre tese	**4**		As long tesa 12.57 cmq
Ø	**20**	mm	
ρ1	0.89%		
v min	0.514		
v rd	0.692		
V rd	97.7	kN	Taglio resistente senza armatura
Azioni			
Vsd SLU	**96.0**	**kN**	

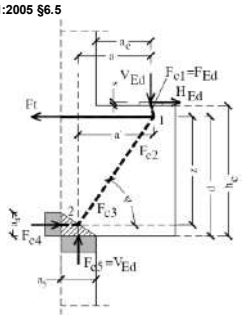
ARMATURA NON NECESSARIA

La resistenza a taglio della sezione senza armatura a taglio e nettamente superiore alle forze reagenti sulla sezione. Comunque, si prevede un'armatura minima di Ø10/15 cm a 2 braccia per la forma della sezione.

MENSOLE

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi secondo EC2-1-1:2005 §6.5

Commessa			00755 - Noviglio
Titolo			Corbels - External Staircase
Materiali	Calcestruzzo	C35/45	Acciaio B450
R_{ck}	45	N/mm²	*Resistenza caratt. cubica cls*
f_{ck}	35	N/mm²	*Resistenza caratt. cilindrica cls*
γ_c	1.5	-	
α_{cc}	0.85	-	*Coeff. carichi lunga durata*
f_{cd}	19.83	N/mm²	*Resistenza di progetto del calcestruzzo*
τ_{rd}	0.39	N/mm²	*Resist. unit. a taglio*
f_{yk}	450	N/mm²	*Tensione di snevamanto acciaio*
γ_s	1.15	-	
f_{yd}	391.30	N/mm²	*Resistenza di progetto dell'acciaio*
ν	0.50	-	*Coeff. riduzione taglio*
ν'	0.83	-	*Coeff. riduzione taglio*

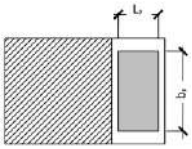


Resistenza a compressione dei nodi EC2-6.5.4

k_1	1	→	$\sigma_{1Rd,max}$	16.5	N/mm²	*Resistenza di progetto per nodi CCC*
k_2	0.85	→	$\sigma_{2Rd,max}$	14.0	N/mm²	*Resistenza di progetto per nodi CCT*
k_3	0.75	→	$\sigma_{3Rd,max}$	12.3	N/mm²	*Resistenza di progetto per nodi CTT*

Azioni

V_{Ed}	100.0	kN	*Azione sollecitante verticale*
H_{Ed}	22.0	kN	*Azione sollecitante orizzontale*
F_{Ed}	102.4	kN	*Azione sollecitante risultante*
α	12.41	°	*Inclinazione di F_{Ed} rispetto all'orizzontale*

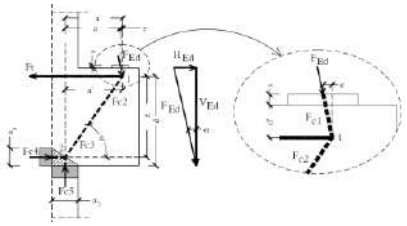


Geometria

h_c	20.0	cm	*Altezza mensola*
b	40.0	cm	*Larghezza mensola*
a_c	10.0	cm	*Distanza asse appoggio dal bordo pilastro (punto applicazione V_{Ed})*
c = d'	3.5	cm	*Copriferro asse barra / altezza armatura dal lembo superiore*
d	16.5	cm	*Altezza utile della mensola*
L_p	20.0	cm	*Larghezza della piastra di carico*
b_p	35.0	cm	*Profondità della piastra di carico*
s	1.0	cm	*Spessore piastra di carico*
z	13.2	cm	*Braccio della coppia interna*

Dati geometrici dei nodi

e	1.0	cm	*Distanza orizzontale del punto di applicazione di F_{Ed} dal nodo 1*
a_5	1.5	cm	*Larghezza del nodo 2*
a_4	6.6	cm	*Altezza del nodo 2*
a_3	6.8	cm	*Ipotenusa del nodo 2*
a	10.8	cm	*Distanza del punto di applicazione di F_{Ed} dal nodo 2*
a'	11.7	cm	*Distanza orizzontale del nodo 1 dal nodo 2*



Armatura principale superiore **Ø 10 / 8.5 cm** → n° barre = **5** **(min di calcolo 4)**

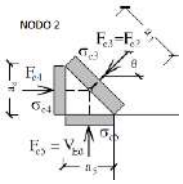
F_t	111.0	kN	*Trazione nell'armatura superiore*
$A_{s,min}$	2.84	cm²	*Armatura minima principale superiore (4 barre d'armatura)*
$A_{s,prov}$	3.9	cm²	≥ $A_{s,min}$ 2.84 cm² **Ok!**

Verifica del nodo 2

F_{C4}	89.0	kN	*Azione compressione puntone 4*
$\theta(\psi)$	48.3	°	→ $1.0 \le \tan\theta \le 2.5$ **Ok! [EC2 - §J.3(1)]**
$F_{C2} = F_{C3}$	133.9	kN	*Azione compressione puntone tra nodo 1 e 2*

Verifica delle tensioni nel nodo 2

σ_{C3}	4.9	N/mm²	$\le \sigma_{1Rd,max}$ **Ok!**
σ_{C4}	3.4	N/mm²	$\le \sigma_{1Rd,max}$ **Ok!**



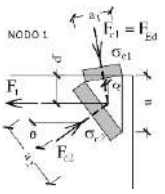
Verifica del nodo 1

Geometria del nodo 1

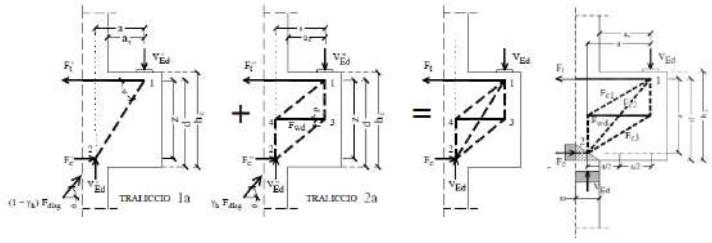
u	7.0	cm	*Altezza su cui è disposta l'armatura superiore*
a_1	19.5	cm	*Larghezza del puntone F_{C1}*
β	8.4	°	
a_2	19.3	cm	*Larghezza del puntone F_{C2}*
a*	16.1	cm	*Larghezza del puntone F_{C2} nella dir. perp. al puntone*
$\beta+\theta(\psi) \cong$	57	°	*→ Valuto tensione compressione su faccia a2*

Verifica delle tensioni nel nodo 1

σ_{C1}	1.5	N/mm²	$\le \sigma_{2Rd,max}$ **Ok!**
σ_{C2}	2.0	N/mm²	$\le \sigma_{2Rd,max}$ **Ok!**



Dett. a)	**Mensole con ac≤hc/2**							
θ_2	31.53		→	$1.0 \le \cot\theta \le 2.5$	**Ok! Armatura orizzontale necessaria!**			
Verifica dell'armatura secondaria per $a_c \le h_c/2$								
V_{Ed}'	69.8	kN	*Aliquota di carico V_{Ed} gravante sul traliccio 1a*					
V_{Ed}''	30.2	kN	*Aliquota di carico V_{Ed} gravante sul traliccio 2a*					
$F_{wd} = F_t''$	26.9	kN	*Trazione nell'armatura secondaria*					
Armatura secondaria orizzontale			**2 Ø 10 / 6.5 cm**		→	n° barre/staffe = **1**		
$A_{s,min,calc}$	0.69	cm^2	*Armatura principale superiore*			*(min 1 barre d'armatura con n° 2 braccia)*		
A_s	1.6	cm^2	≥	$A_{s,min,calc}$	0.69	cm^2	**Ok!**	
Prescrizioni aggiuntive EC2 - J.3(2)								
A_s	1.6	cm^2	≥	$k_1 A_{s,main}$	0.98	cm^2	**Ok!**	



NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A06 – STRUTTURE IN ACCIAIO

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI/BH	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI/BH	MEG

Sommario

1 PREMESSA 3
1.1 OGGETO DEL DOCUMENTO 3
2 STRUTTURA PORTANTE DEI CONDOTTI DELLE ACU 5
2.1 AZIONI DI PROGETTO E LE VERIFICHE 7
2.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO 10
2.3 CONESSIONE ALLA BASE 12
2.4 ESCLUZIONI 15
3 PENSILINE 16
3.1 AZIONI DI PROGETTO E VERIFICHE 18
3.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO 21
3.3 CONESSIONE AL PANNELLO DI SUPPORTO 22
3.3.1 VERIFICA DEL NODO SUPERIORE 23
3.3.2 VERIFICA DEL NODO INFERIORE 26
3.4 ESCLUZIONI 28

1 PREMESSA

1.1 OGGETO DEL DOCUMENTO

Il presente allegato descrive le analisi e verifiche per le opere in acciaio, che devono essere installate dopo l'ultimazione delle fondazioni e le strutture prefabbricate. Alcune di esse utilizzeranno connessioni post-installate, mentre altrove sono previsti inserti all'interno della struttura prefabbricata. In particolare, in questo pacchetto di progetto sono comprese tre tipologie di strutture in acciaio:

1. ACU Struttura portante dei condotti – Localizzate a nord degli edifici DH per ogni unità ACU
2. Pensiline – In corrispondenza degli ingressi dell'edificio Support Building

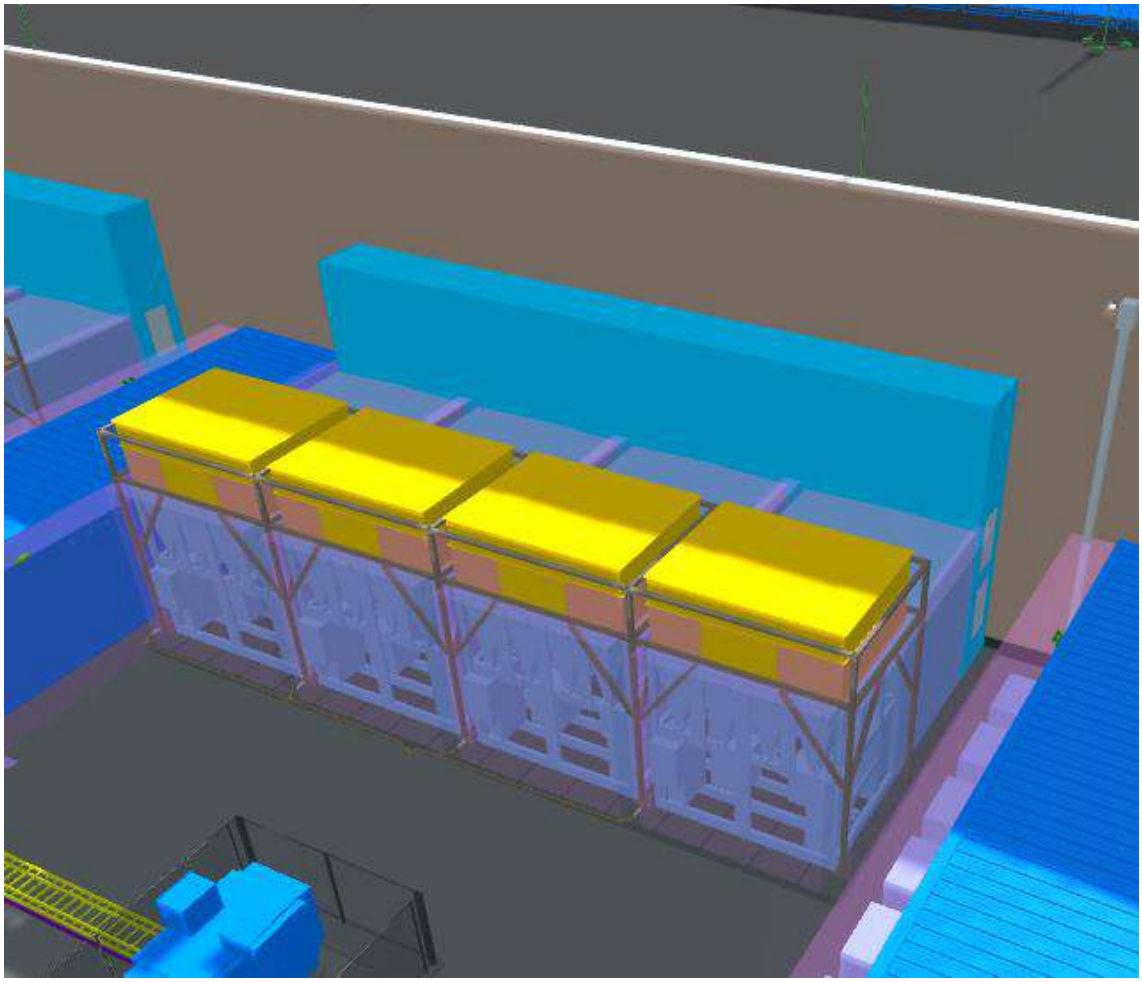


Fig. 1-1 : ACU Struttura portante dei condotti

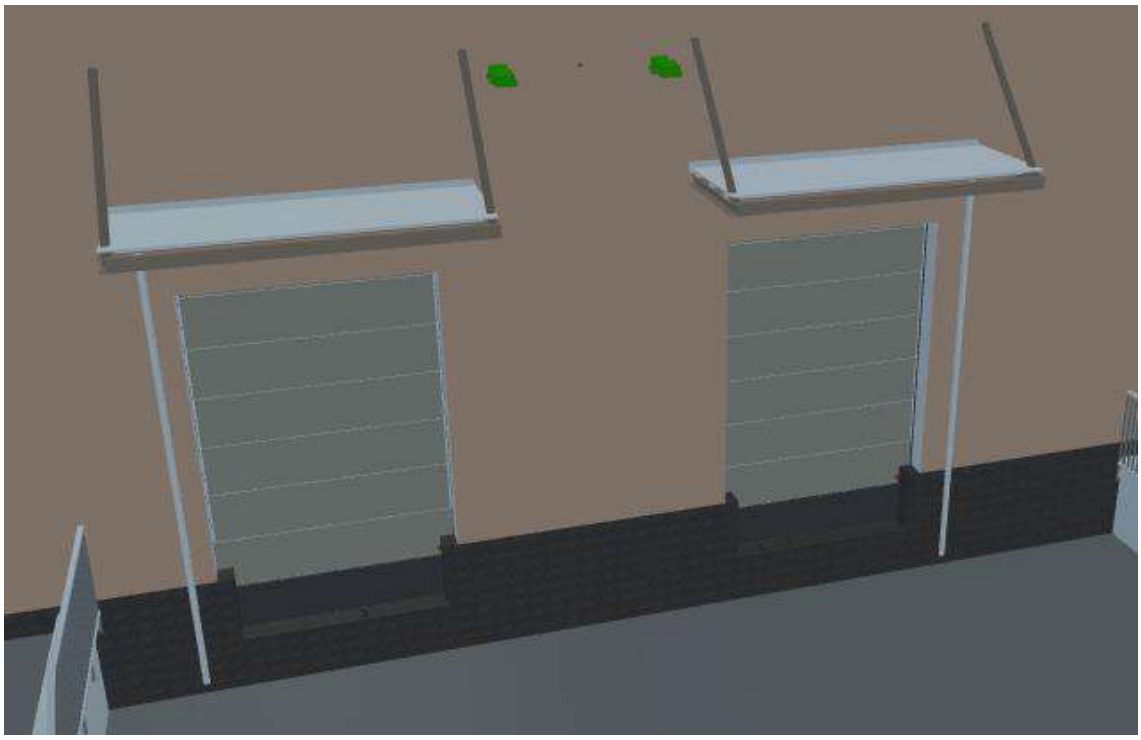


Fig. 1-2 : Pensiline all'ingresso della baia di carico

2 STRUTTURA PORTANTE DEI CONDOTTI DELLE ACU

Si nostra nel seguito una vista 3D e il modello FEM della struttura di supporto dei condotti delle ACU:

Fig. 2-1 Struttura portante dei condotti delle ACU - Vista 3D

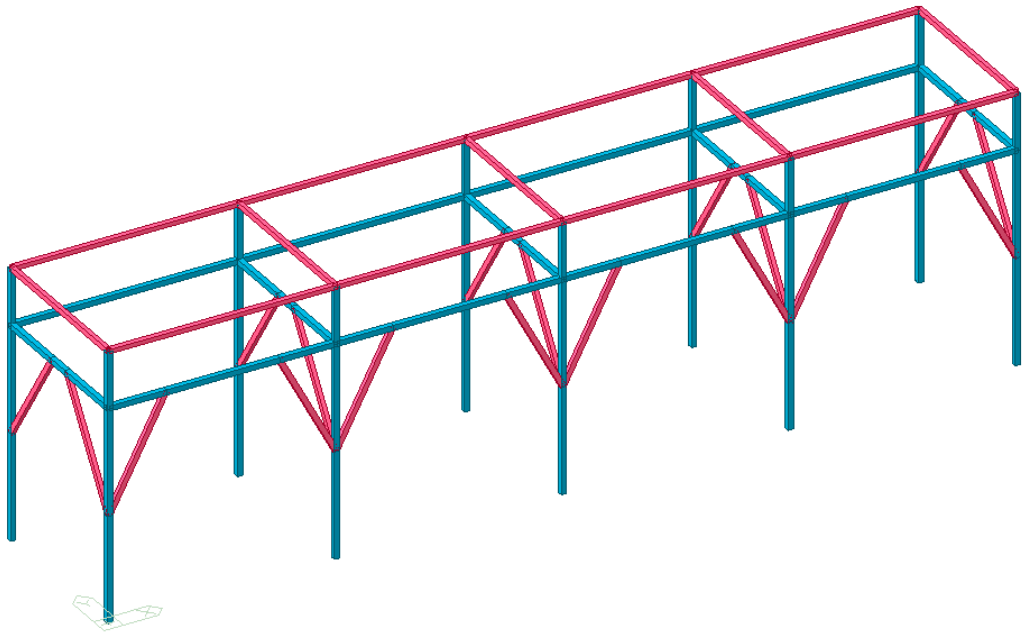


Fig. 2-2 Struttura portante dei condotti delle ACU - modello FEM

La struttura è modellata con elementi finiti tipo trave, incastrati alle estremità. Anche i vincoli esterni sono considerati fissi. La struttura è costituita da elementi principali SHS 100x5 (colonne e travi del primo livello) e SHS 100x80x5 (travi del secondo livello e controventi eccentrici).

In questo modello sono stati applicati i seguenti carichi:

- Peso proprio dei condotti delle ACU $g_2 = 0{,}80\ kN/m^2$
- Carico della neve $s = 1{,}20\ kN/m^2$
- Carico di manutenzione $q = 1{,}00\ kN/m^2$
- Vento $w = 1{,}10\ kN/m^2$

Per le basi di progetto e le informazioni generali sui carichi si rimanda alla parte generale della relazione di calcolo.

Il carico verticale è applicato come carico “floor load” a due diversi livelli. Considerando che il carico verticale viene trasmesso attraverso i condotti delle ACU appoggiati su questi due livelli, si applicano valori dimezzati dei carichi descritti sopra a ciascun livello.

Il carico di vento, invece, viene applicato solo alle superfici interessate da questa azione. Le aree di influenza per il carico di vento sono riportati in seguito:

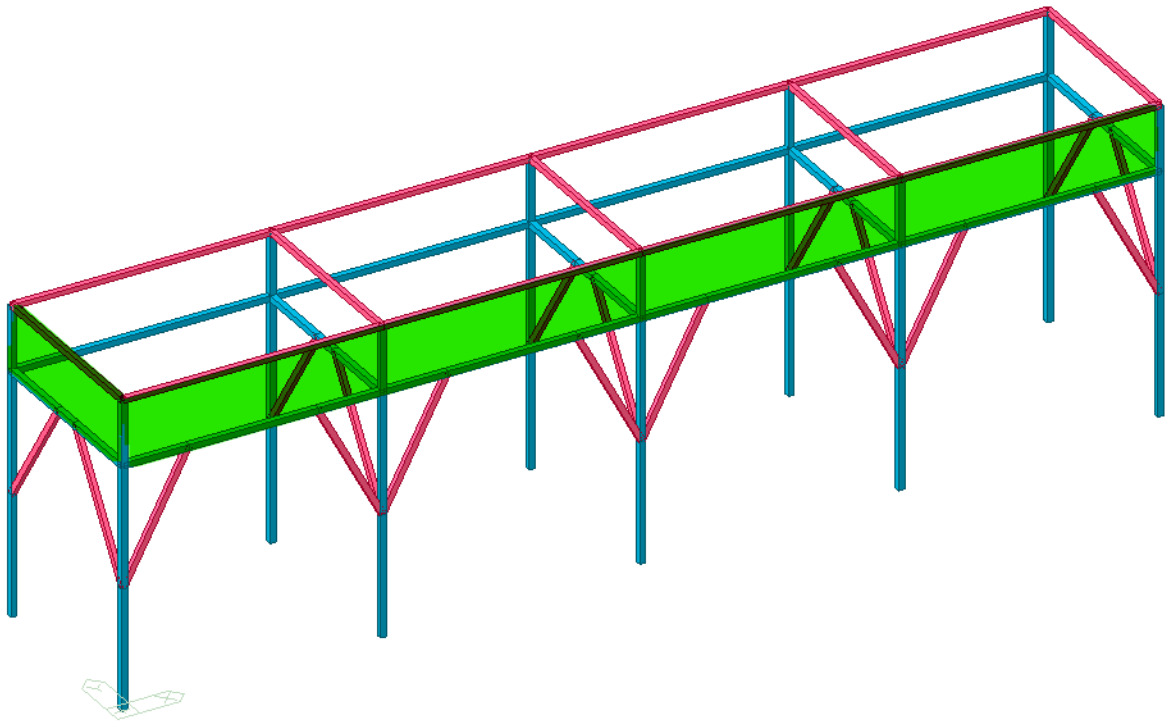


Fig. 2-3 Aree d’influenza per il carico di vento

2.1 AZIONI DI PROGETTO E LE VERIFICHE

Si riportano nel seguito le azioni derivanti dall'analisi per la struttura metallica principale; si mostra l'inviluppo delle combinazioni SLU ed SLV.

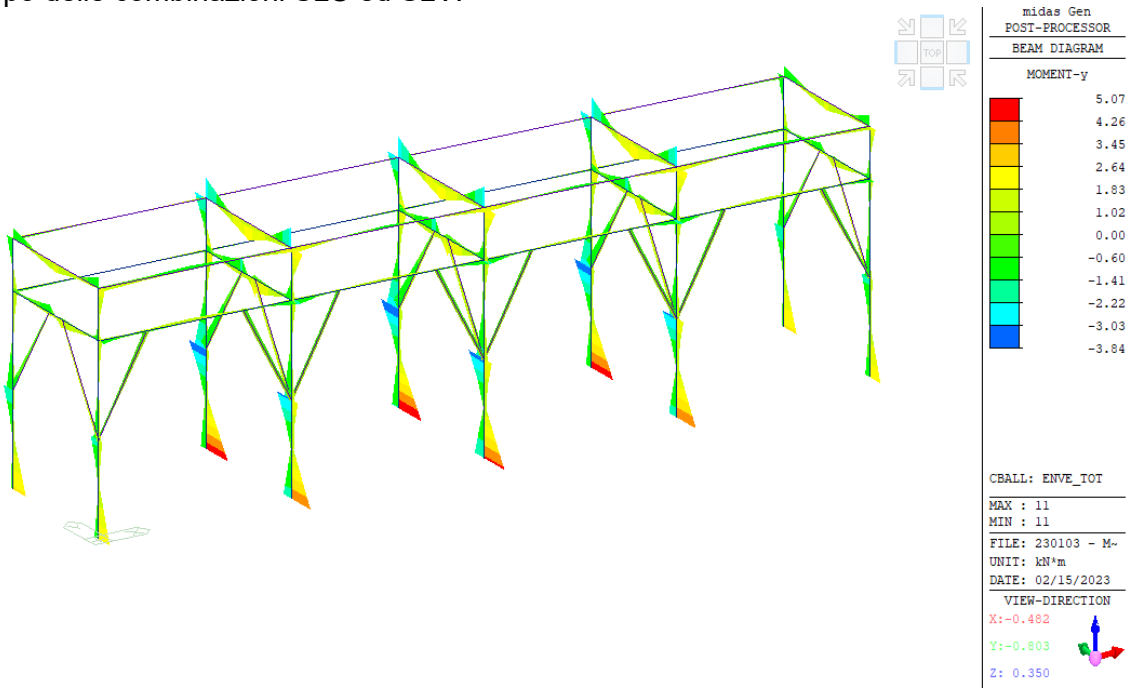


Fig. 2-4 Momenti flettenti My [kNm] – Inviluppo SLU - SLV

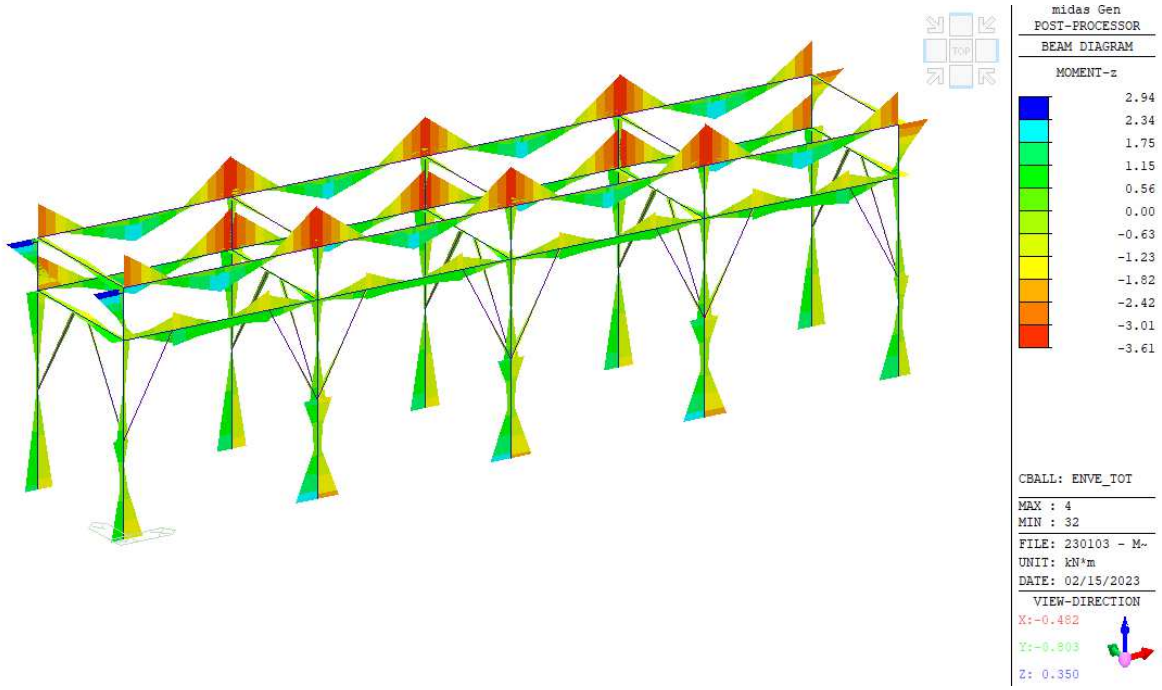


Fig. 2-5 Momenti flettenti Mz [kNm] – Inviluppo SLU - SLV

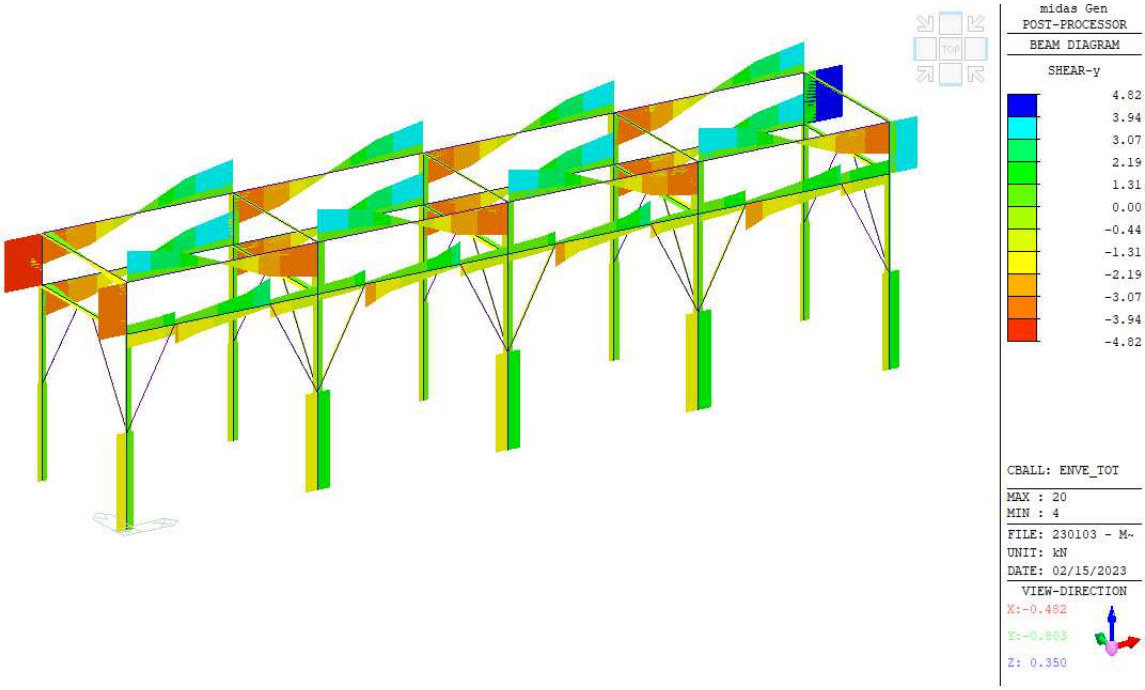


Fig. 2-6 Taglio Fy [kN] – Inviluppo SLU - SLV

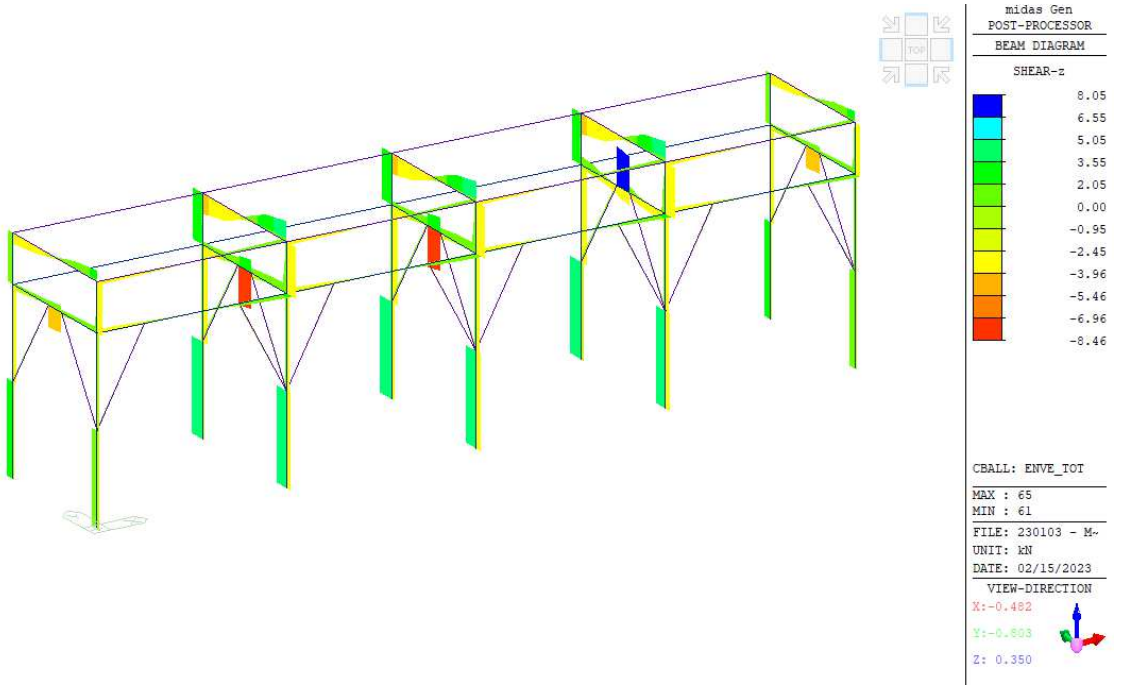


Fig. 2-7 Taglio Fz [kN] – Inviluppo SLU - SLV

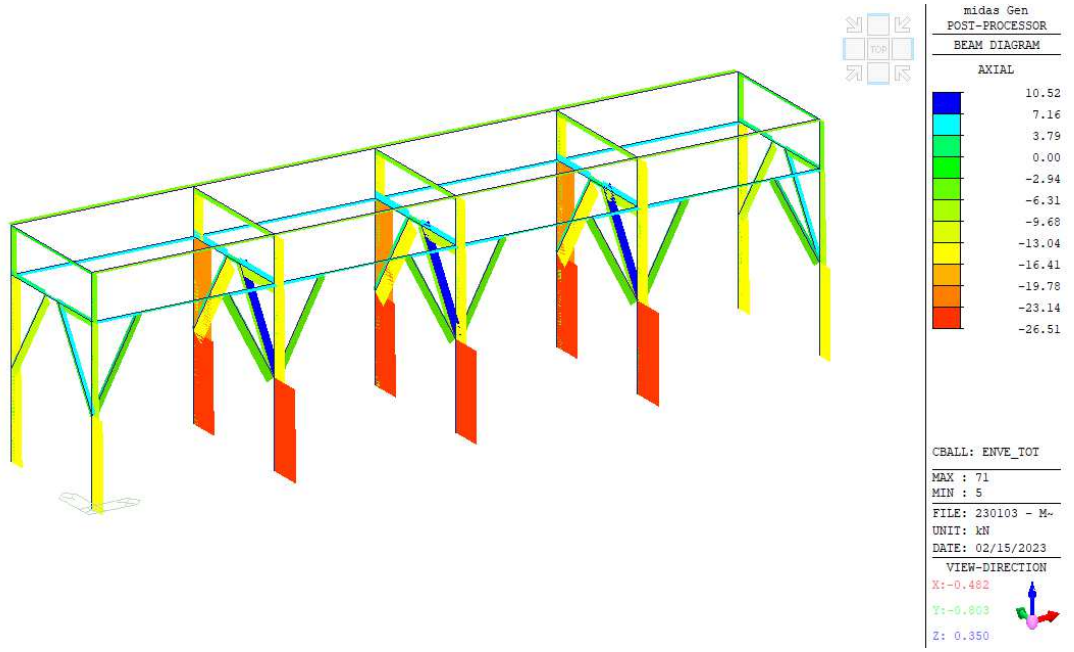


Fig. 2-8 Carico assiale N [kN] – Inviluppo SLU - SLV

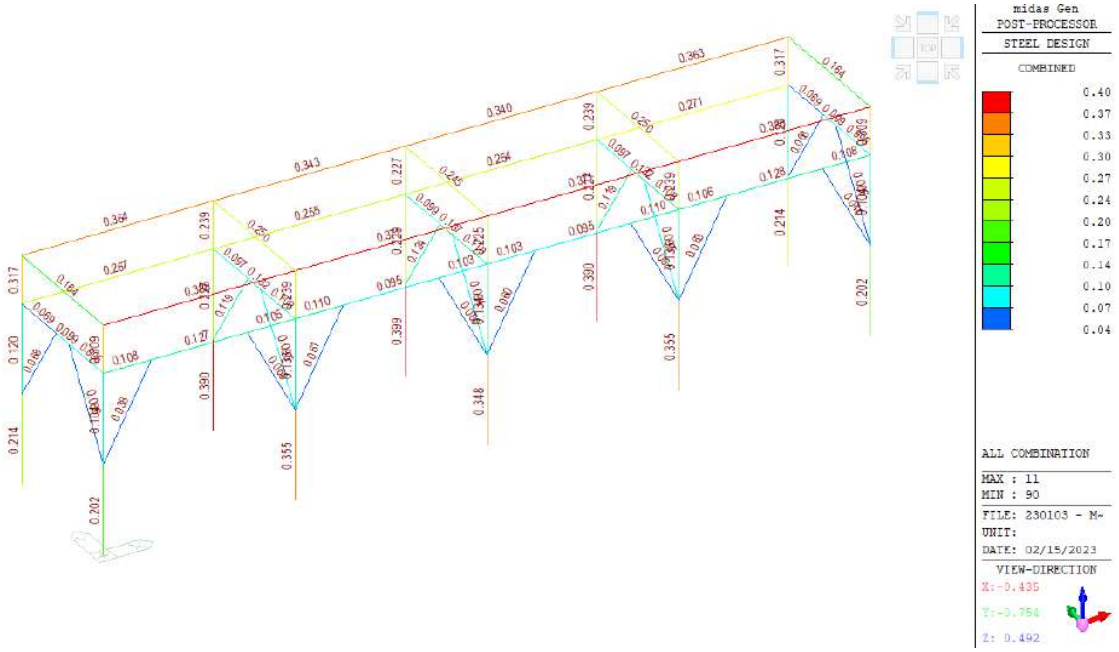


Fig. 2-9 Verifiche sezionali - Combinate

Il riepilogo degli elementi più sollecitati e le relative verifiche sono rappresentati anche nella tabella seguente. Si può notare che la lunghezza di libera inflessione è stata forzata e posta pari all'intera lunghezza degli elementi non controventati in direzione y; i coefficienti di libera inflessione Ky e Kz sono stati imposti pari ad 1,0 in modo cautelativo.

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	11	1		RHS-CF 100X100X5 UNI78		22	2.07500	4.15000	1.000	0.850	-28.742	5.42661	5.42661	0.00000	0.00000	4.67626	0.05745	0.00577
	0.399	0.032		S275	275000		2.07500	2.07500	1.000	0.850	205.033	0.00000	18.6312	18.6312	0.00000	144.006	12.8668	0.00692
OK	33	2		RHS-CF 100X80X5 UNI781		19	4.41200	4.41200	1.000	1.000	-6.9911	-0.0390	-0.0390	-4.5296	4.90287	0.05517	-	-0.0062
	0.364	0.039		S275	275000		4.41200	4.41200	1.000	1.000	467.500	0.00000	16.0187	13.6812	127.017	158.771	-	0.01765

2.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

I risultati delle deformazioni allo stato limite di servizio, sia per le azioni del vento che per quelle sismiche, sono mostrati di seguito.

La massima deformazione osservata è in corrispondenza della colonna centrale con un valore di 6,6 mm. Il drift massimo in sommità è quindi:

$$\frac{L}{d} = \frac{5250mm}{6.6mm} \cong 800$$

Questo valore è inferiore al requisito L/400 richiesto dal cliente e di conseguenza anche a quello meno stringente di L/300 imposto dalle NTC2018. Pertanto, le verifiche sono soddisfatte.

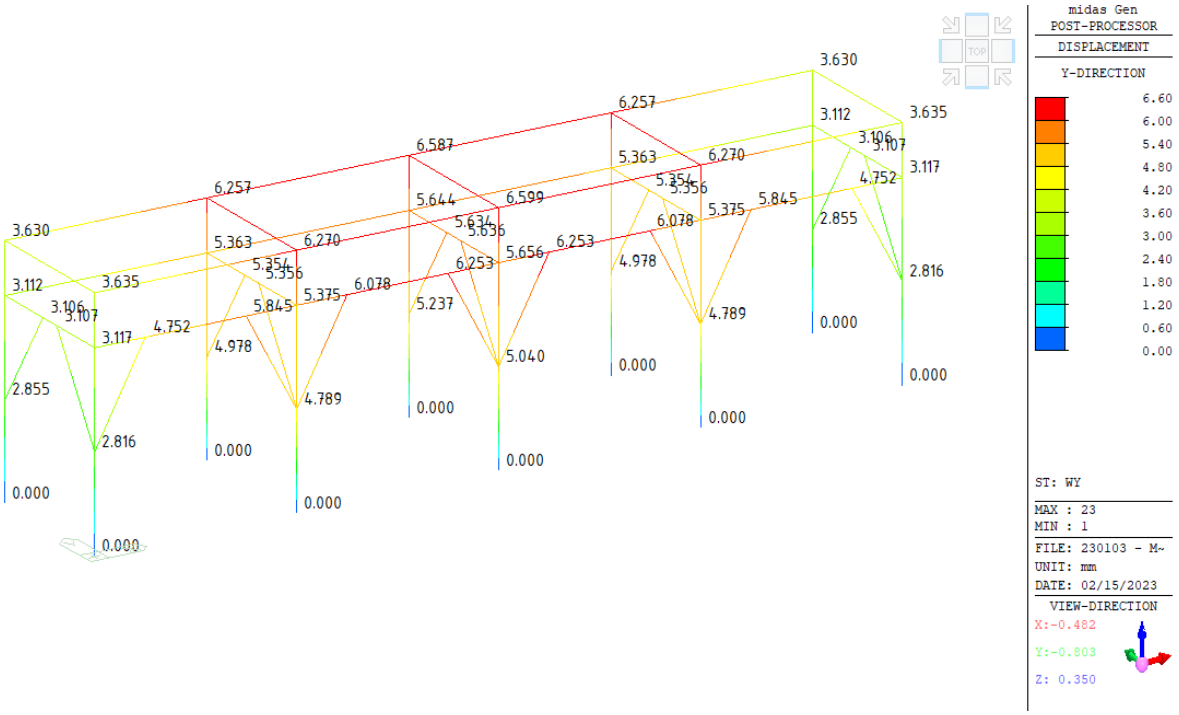


Fig. 2-10 Spostamenti direzione Y [mm] – Carico di vento

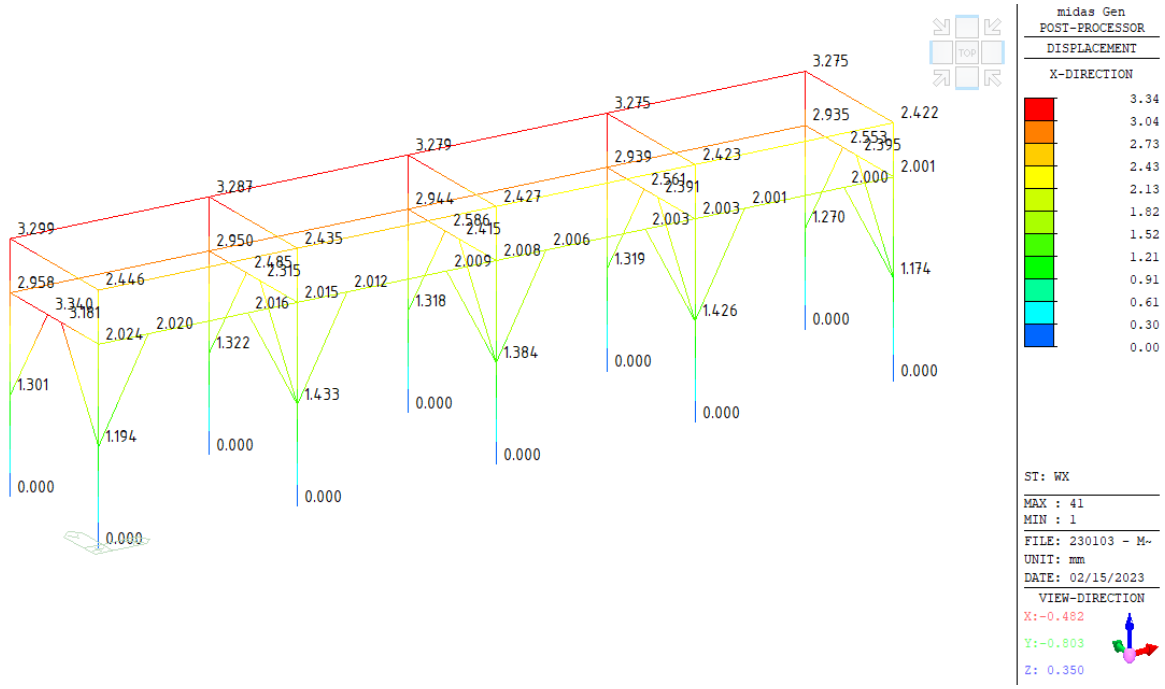


Fig. 2-11 Spostamenti direzione X [mm] – Carico di vento

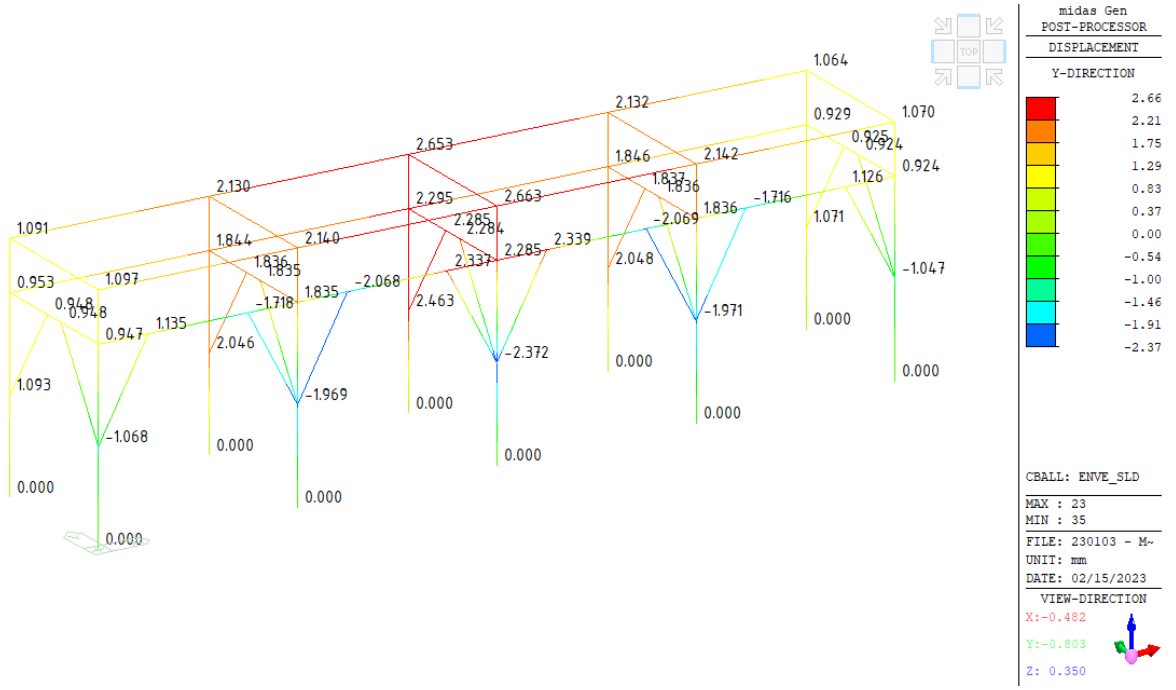


Fig. 2-12 Spostamenti direzione Y [mm] – Inviluppo SLD

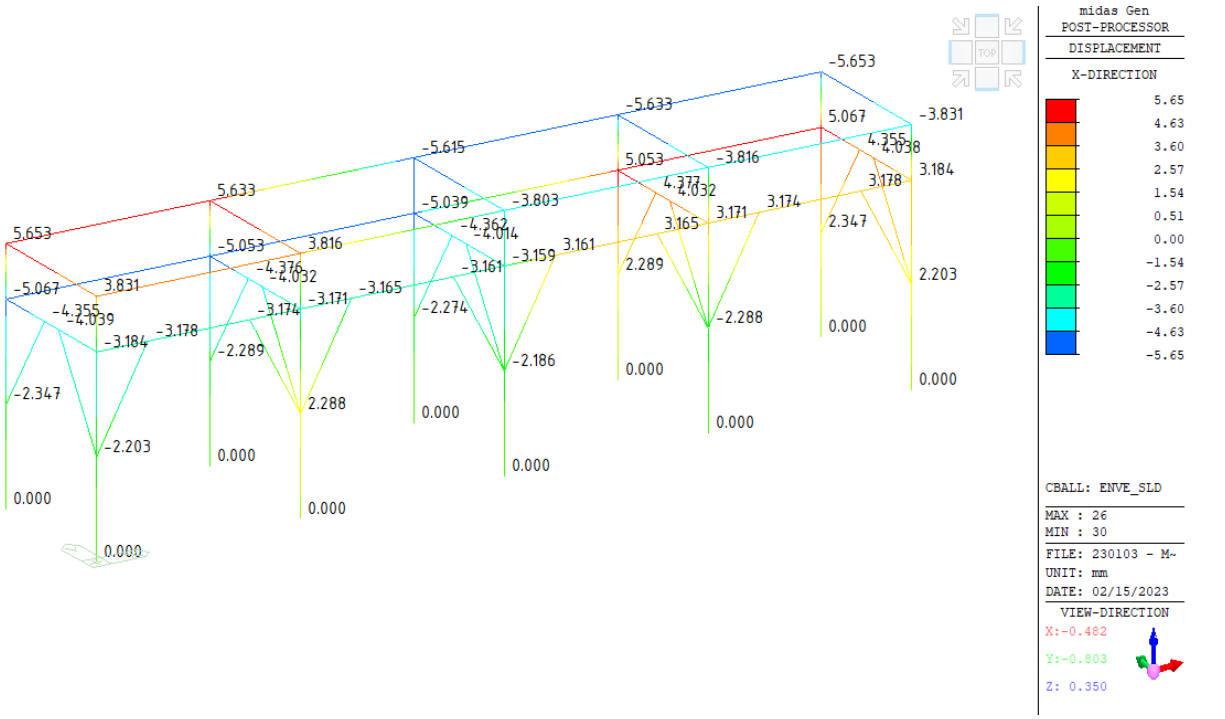


Fig. 2-13 Spostamenti direzione X [mm] – Inviluppo SLD

2.3 CONESSIONE ALLA BASE

La connessione alla base delle colonne SHS sarà realizzata mediante i tasselli post installati. Quattro barre filettate M16, iniettate con resina (malta da iniezione) e piastre di irrigidimento sono utilizzate per garantire che la connessione alla base sia un incastro, come da assunzioni di progetto.

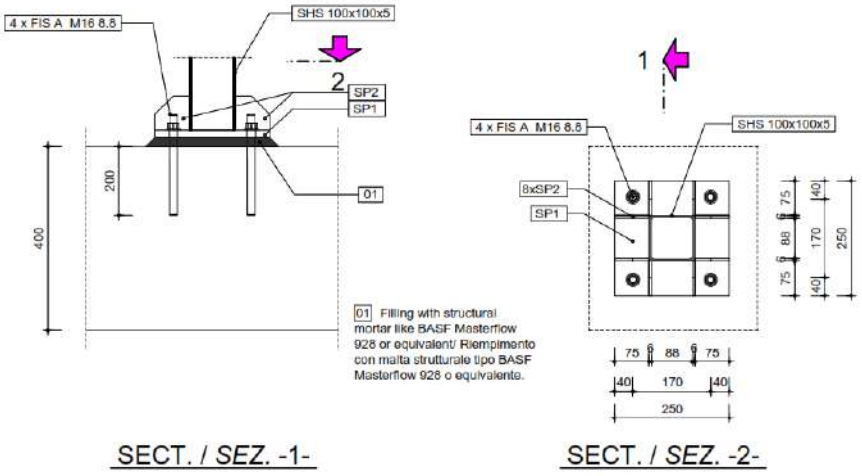


Fig. 2-14 Dettaglio connessione alla base

Per il calcolo della connessione alla base è stato utilizzato il software C-FIX della fischer. Il caso più sfavorevole della colonna situata ai bordi del plinto di fondazione viene analizzato tenendo conto delle azioni concomitanti delle colonne più caricate. In questo modo, si garantisce che i risultati siano soddisfatti indipendentemente dalla posizione in pianta delle colonne. La sintesi delle verifiche per la connessione alla base è riportata in seguito.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
15/02/2023

fischer

fischer italia S.R.L Unipersonale

Corso Stati Uniti, 25
35127 Padova
Telefono: +39 049 8 06 31 11
Fax: +39 049 8 06 34 01
progettazione@fischeritalia.it
www.fischeritalia.it

Basi della progettazione

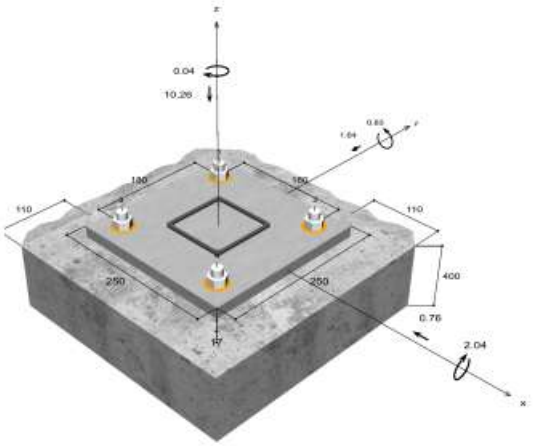
Ancorante

Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 16 x 250 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio	200 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-12/0258, Opzione 1, Emesso 17/06/2020

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
15/02/2023

fischer

Dati di input

Metodo di porgettazione	EN 1992-4:2018
Materiale di base	C30/37, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Sismico
Categoria di prestazione sismica	C1
Opzione sismica	Capacity design Azioni sismiche > 20% $\alpha_{vg} \leq 0.25$ g Connessione Tipo A
Psi2	$\psi_2 = 0.5$
Orientazione verticale della geometria	+Z
Spostamenti sotto azioni sismiche	
Distanziato	Nessuna flessione Ancorante fissato sul materiale di base
Dimensioni piastra di ancoraggio	250 mm x 250 mm x 17 mm
Tipo di profilo	Profilo cavo quadrato formato a caldo (QSH 100x5)

Carichi di progetto *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Tipo di carico
1	-8.27	0.16	1.64	2.04	0.24	0.04	Sismico
2	**-10.26**	**-0.76**	**-1.64**	**-2.04**	**-0.83**	**-0.04**	**Sismico**
3	-29.55	-4.74	0.00	0.00	-5.38	0.00	Statico
4	-28.74	4.68	0.00	0.00	5.43	0.00	Statico
5	-37.55	-3.39	0.35	0.40	-3.72	0.00	Statico
6	-12.03	-0.83	-1.65	-2.04	-0.89	-0.04	Sismico
7	-11.49	-0.63	1.65	2.04	-0.65	0.03	Sismico
8	-29.55	-4.74	0.00	0.00	-5.38	0.00	Statico
9	-28.74	4.68	0.00	0.00	5.43	0.00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

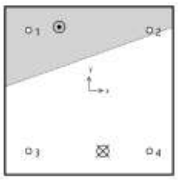
I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
15/02/2023

fischer

Risultati per le azioni decisive.

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0.00	0.38	-0.13	-0.35
2	0.00	0.48	-0.13	-0.47
3	2.23	0.43	-0.25	-0.35
4	3.55	0.53	-0.25	-0.47



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0.07 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo : 2.4 N/mm²
Forza risultante di trazione : 5.78 kN , Coordinate x/y (21 / -90)
Forza risultante di compressione : 16.04 kN , Coordinate x/y (-44 / 95)

Resistenza per la combinazione di carico decisiva.

Utilizzo dell'acciaio

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,sd} = 0.04 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,sd} = 0.01 \leq 1$$
$$\beta_N + \beta_V = \beta_{N,sd} + \beta_{V,sd} = 0.05 \leq 1$$

Equazione

Verifica soddisfatta

Utilizzo del calcestruzzo

$$\beta_{N,p} = \beta_{N,pc1} = 0.23 \leq 1$$
$$\beta_{V,c} = \beta_{V,c2} = 0.11 \leq 1$$
$$\beta_N + \beta_V = \beta_{N,pc1} + \beta_{V,c2} = 0.35 \leq 1$$

Equazione

Combinazioni di carico non decisive.

#	N_{Ed} kN	$V_{Sd,x}$ kN	$V_{Sd,y}$ kN	$M_{Sd,x}$ kNm	$M_{Sd,y}$ kNm	$M_{T,Sd}$ kNm	Type of loading	β_N %	β_V %	β %
1	-8.27	0.16	1.64	2.04	0.24	0.04	Sismico	18.29	4.43	22.72
3	-29.55	-4.74	0.00	0.00	-5.38	0.00	Statico	30.85	6.47	18.78
4	-28.74	4.68	0.00	0.00	5.43	0.00	Statico	24.49	25.54	25.03
5	-37.55	-3.39	0.35	0.40	-3.72	0.00	Statico	8.77	4.62	3.59
6	-12.03	-0.83	-1.65	-2.04	-0.89	-0.04	Sismico	20.88	11.48	32.35
7	-11.49	-0.63	1.65	2.04	-0.65	0.03	Sismico	15.58	2.92	18.50
8	-29.55	-4.74	0.00	0.00	-5.38	0.00	Statico	30.85	6.47	18.78
9	-28.74	4.68	0.00	0.00	5.43	0.00	Statico	24.49	25.54	25.03

Note

Le note generali e tecniche saranno riportate nella relazione completa

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

Pagina 3

2.4 ESCLUZIONI

Da questa analisi e fase di progetto sono esclusi:

1. La progettazione dei condotti delle ACU
2. I collegamenti degli elementi in acciaio
3. La connessione dei condotti alla struttura principale.

Tutti questi elementi non rientrano nell'ambito di questa fase di progetto, pertanto rimarranno in carico del General Contractor ed eventualmente produttori, secondo la matrice delle responsabilità, durante la progettazione costruttiva.

3 PENSILINE

Si riportano nel seguito una vista 3D e il modello FEM della struttura delle pensiline:

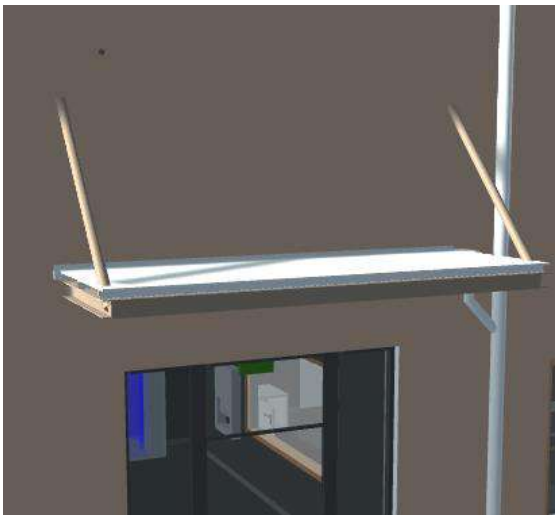


Fig. 3-1 Pensilina all'ingresso principale - Vista 3D

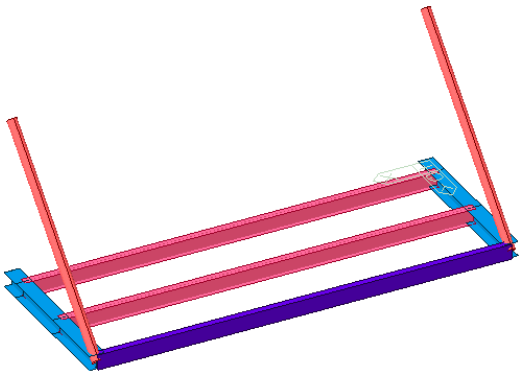


Fig. 3-2 Pensilina – modello FEM

La struttura è stata modellata utilizzando elementi finiti a trave per l'impalcato principale della pensilina ed elementi truss per gli elementi inclinati. Poiché i controventi in piano non sono previsti a causa di limitazioni geometriche, gli elementi principali sono fissati ai pannelli prefabbricati, per garantire la rigidità in piano in caso di azione orizzontale del vento.

Gli elementi che costituiscono la struttura della pensilina sono:

- HEA140 per gli elementi principali
- IPE140 and UPN140 per gli elementi secondari
- CHS88.9x5 per i tiranti

In questo modello sono stati applicati i seguenti carichi:

- Carichi di copertura $g_2 = 0{,}30\ kN/m^2$
- Snow load* $s = 1{,}20\ kN/m^2$
- Carico di manutenzione $q = 1{,}00\ kN/m^2$
- Vento al piano orizzontale di copertura $w = 1\ kN/m'$

*Per i coefficienti di forma è amplificazione del carico, una procedura specifica viene applicata.

Dal cap. C.3.4.5 della circolare 2019 delle NTC2018 si ottiene:

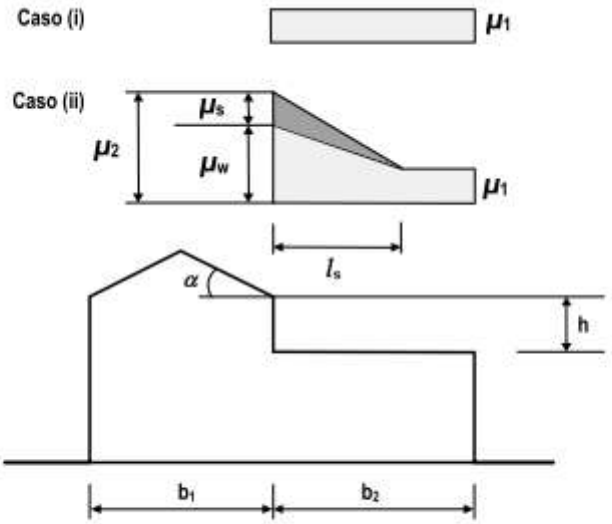


Figura C.3.4.5 - *Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture adiacenti a costruzioni più alte*

$$\mu_1 = 0{,}8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

Dove $\mu_s = 0$ poiché non c'è rischio di scivolamento della neve dalla copertura superiore grazie alla presenza del parapetto.

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_1}{2 \cdot h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}}$$

$$\mu_w = \frac{24 + 1.50}{2 \cdot 5} \leq \frac{2 \cdot 5}{1.5}$$

$$\mu_w = \frac{25.50}{10} \leq 6.66$$

$$\mu_w = 2.55$$

Dato che il valore b2 è inferiore al minimo ls=5.0m', il valore del coefficiente di forma può essere interpolato tra $\mu_1 = 0{,}8$ *e* $\mu_w = 2.55$. In modo cautelativo, si assume un valore di $\mu_2 = 2{,}0$

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1.5 \cdot 2.0 \cdot 1 \cdot 1 = 3.0\ kN/m^2$$

Tale carico successivamente è stato distribuito uniformemente su tutta la superficie della pensilina.

3.1 AZIONI DI PROGETTO E VERIFICHE

Si riportano nel seguito le azioni derivanti dall'analisi per la struttura metallica principale; si mostra l'inviluppo delle combinazioni SLU.

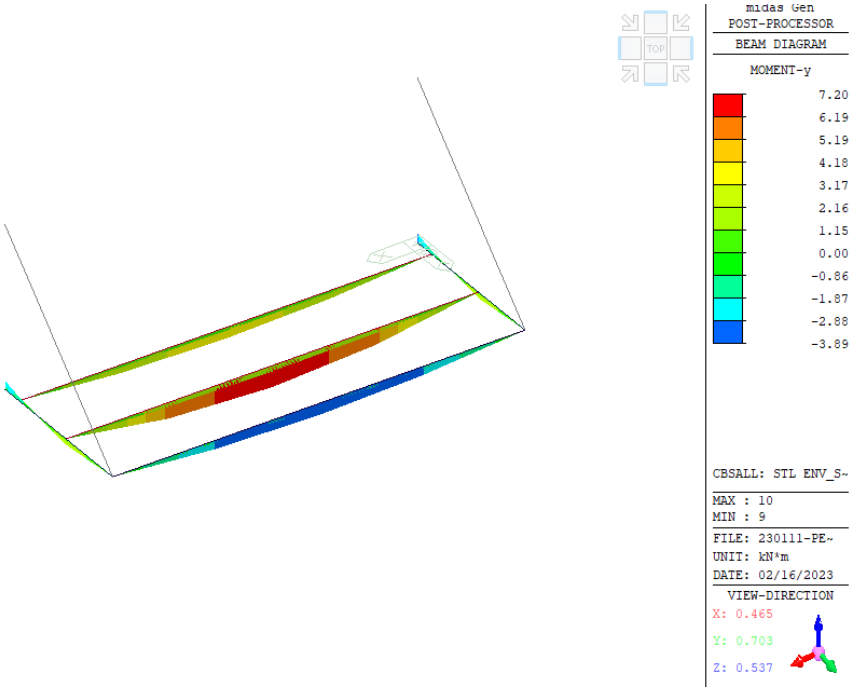


Fig. 3-3 Momenti flettenti My [kNm] – Inviluppo SLU

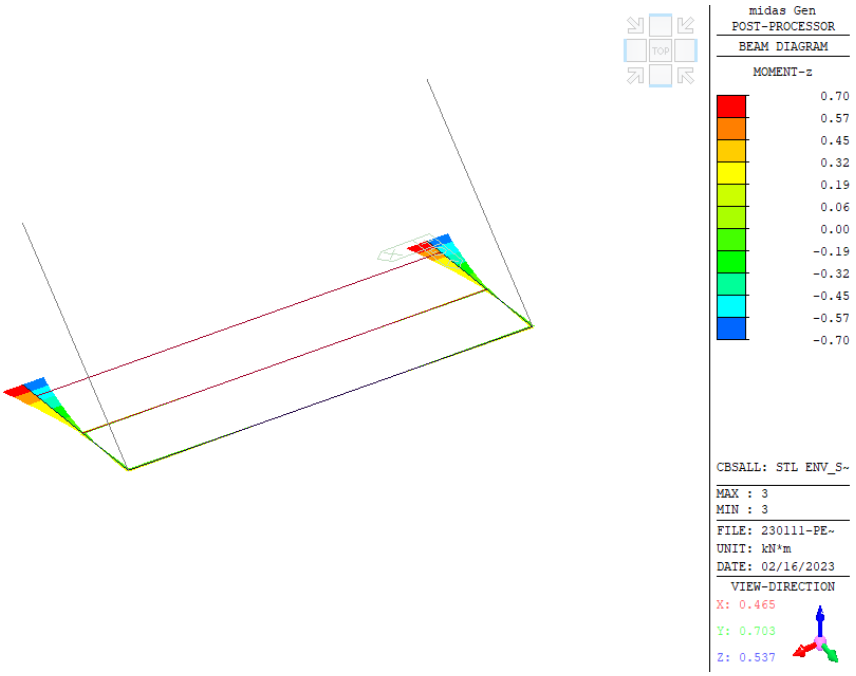


Fig. 3-4 Momenti flettenti Mz [kNm] – Inviluppo SLU

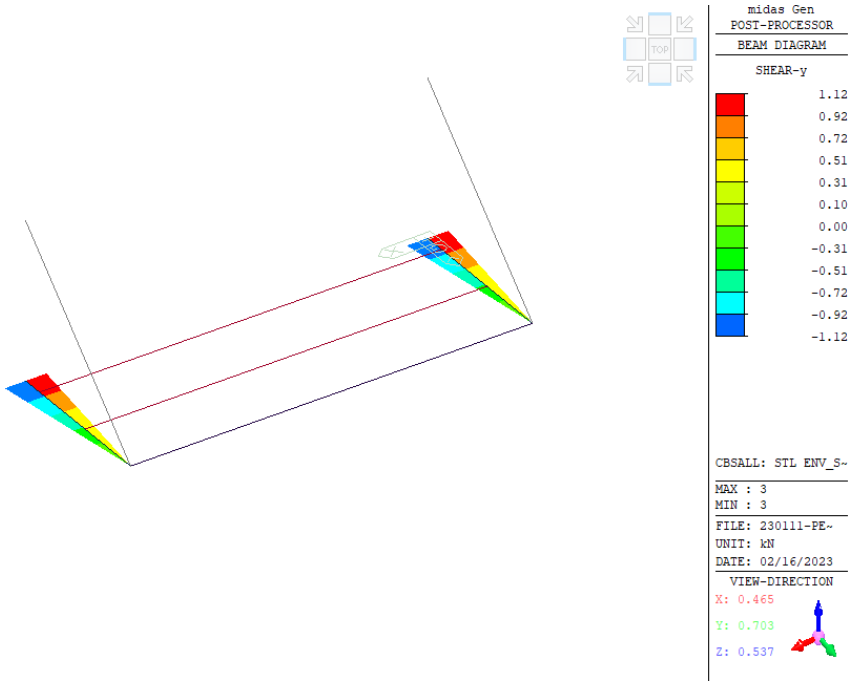


Fig. 3-5 Taglio Fy [kN] – Inviluppo SLU

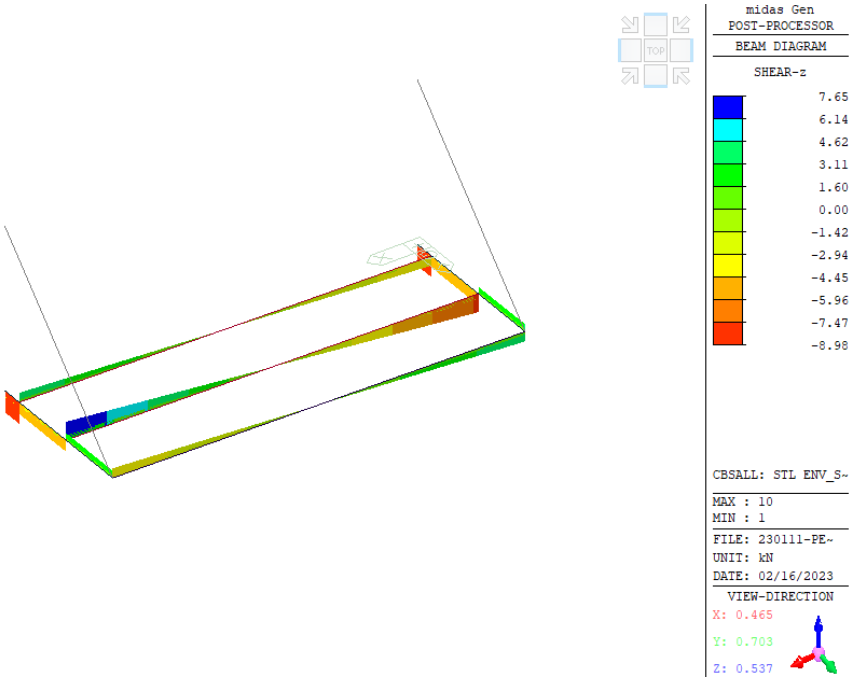


Fig. 3-6 Taglio Fz [kN] – Inviluppo SLU

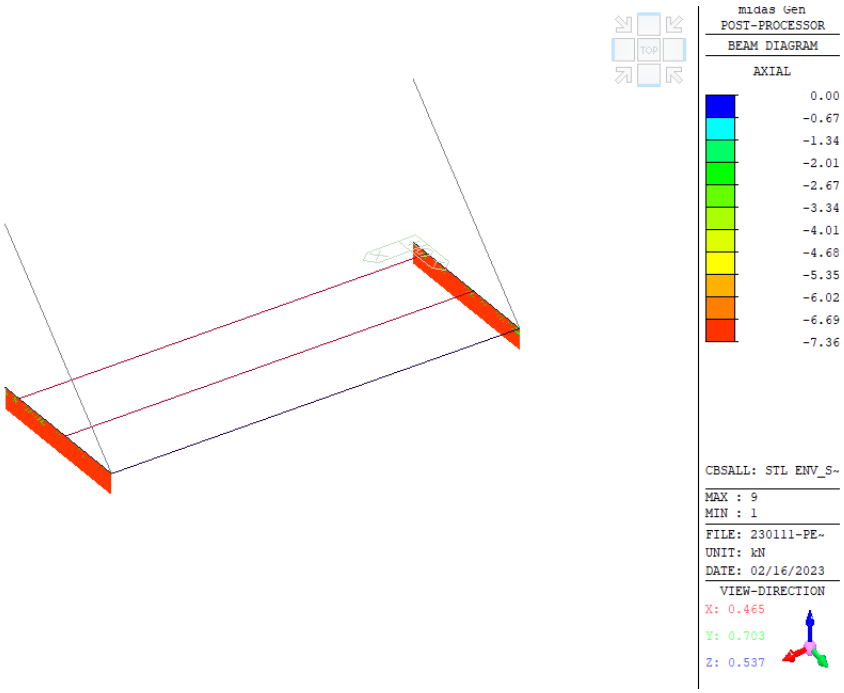


Fig. 3-7 Forza assiale N [kN] – Inviluppo SLU

Il riepilogo degli elementi più sollecitati e le relative verifiche sono rappresentati anche nella tabella seguente. Si ottiene un tasso di sfruttamento sempre inferiore a 0.63.

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by: Member / Property — Change... Update... — SECT / MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	3	1	☐	HEA140		15	1.50000	1.50000	1.000	1.000	-7.3558	-2.9771	-2.9771	-0.4213	-0.6750	-8.9835	-	-
	0.089	0.056		S275	275000		0.20000	0.20000	1.000	1.000	863.500	0.00000	47.6850	23.1487	397.246	160.478	-	-
OK	6	2	☐	CHS-CF 88.9X5		14	2.12132	2.12132	1.000	1.000	10.4387	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.029	0.000		S275	275000		2.12132	2.12132	1.000	1.000	362.450	0.00000	9.69037	9.69037	0.00000	0.00000	8.31354	-
OK	10	3	☐	IPE140		15	3.80000	3.80000	1.000	1.000	0.00000	7.20145	7.20145	0.00000	0.01616	7.64773	-	-
	0.629	0.063		S275	275000		3.80000	3.80000	1.000	1.000	451.000	11.4414	24.3100	5.24754	166.211	120.925	-	-
OK	9	4	☐	UPN140		15	3.80000	3.80000	1.000	1.000	0.00000	-3.8858	-3.8858	0.00000	-0.0217	-4.0558	-	-
	0.137	0.025		S275	275000		3.80000	3.80000	1.000	1.000	561.000	0.00000	28.2700	8.64600	190.526	160.359	-	-

3.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Grazie all'efficienza della tipologia strutturale, le deformazioni della struttura sono quasi nulle ai nodi. La deformazione massima attesa in mezzeria della trave secondaria centrale è di circa 6mm.

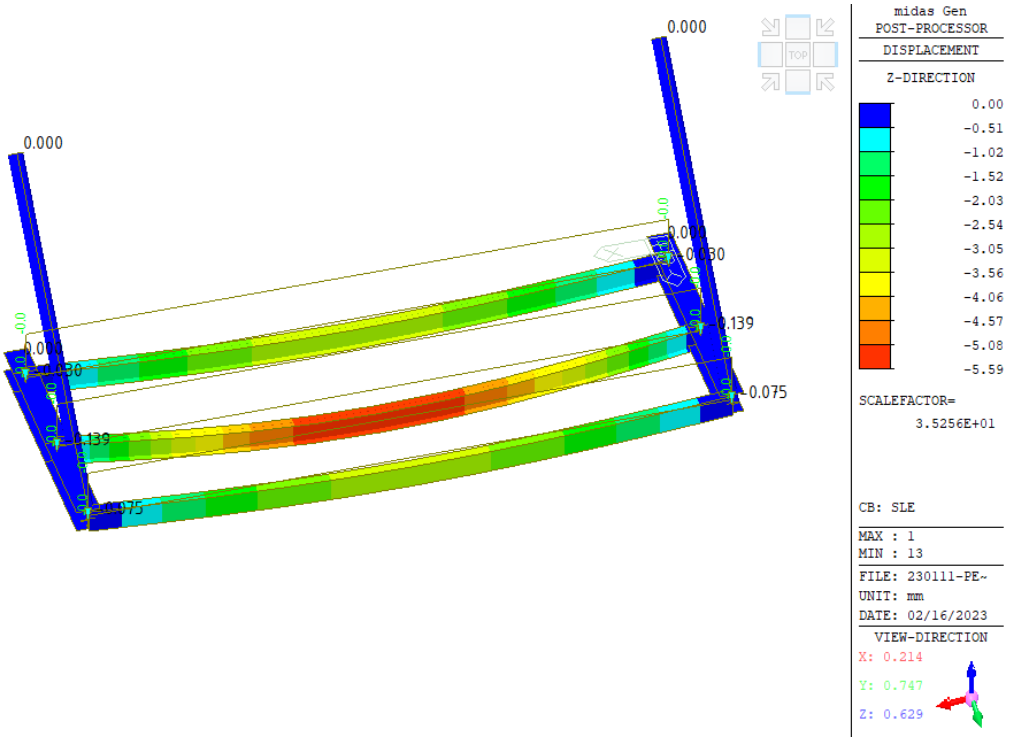


Fig. 3-8 Deformazioni allo SLE

$$\frac{L}{d} = \frac{3800mm}{5.6mm} \cong 680$$

Questo valore è inferiore al requisito L/240 del cliente o a quello L/250 delle NTC2018. Pertanto, le verifiche sono soddisfatte.

3.3 CONESSIONE AL PANNELLO DI SUPPORTO

Le reazioni vincolari nei punti di connessione con i pannelli prefabbricati sono presentate in seguito. Queste reazioni, con il segno invertito, vengono poi applicate per la verifica delle connessioni al pannello di supporto.

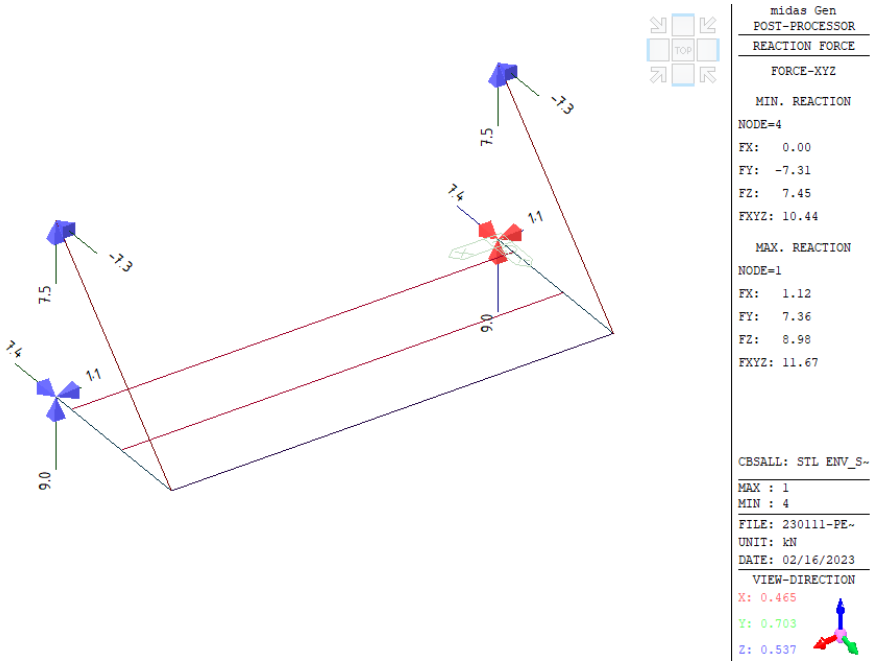


Fig. 3-9 Reazioni vincolari – forze XYZ [kN]

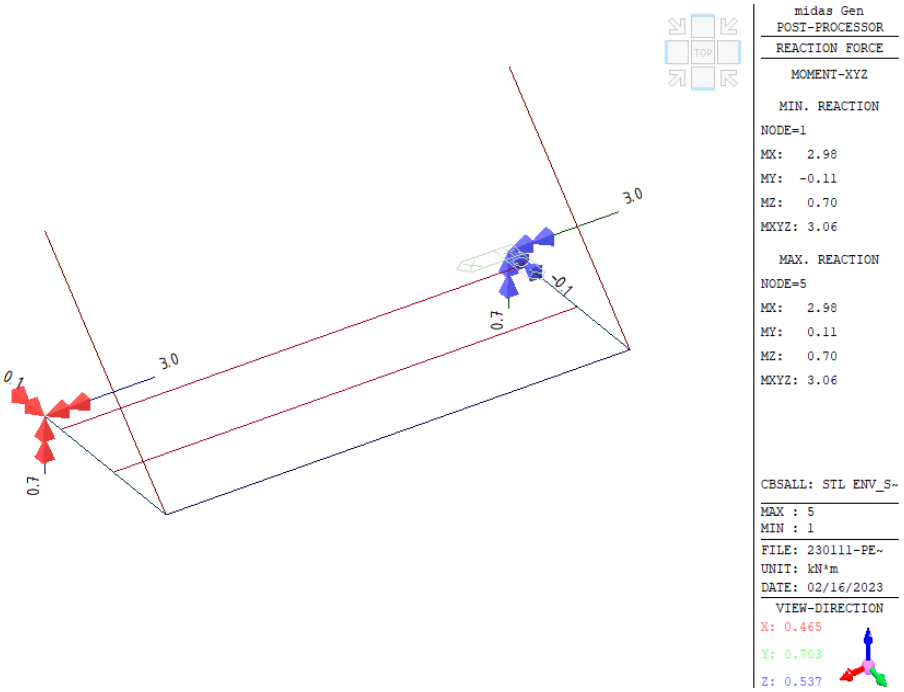


Fig. 3-10 Reazioni vincolari- momenti XYZ [kNm]

3.3.1 VERIFICA DEL NODO SUPERIORE

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
17/02/2023

fischer

fischer italia S.R.L Unipersonale

Corso Stati Uniti, 25
35127 Padova
Telefono: +39 049 8 06 31 11
Fax: +39 049 8 06 34 01
progettazione@fischeritalia.it
www.fischeritalia.it

Basi della progettazione

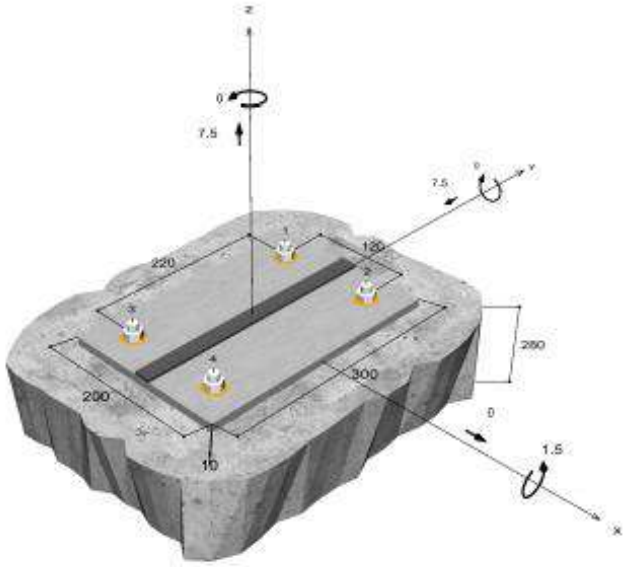
Ancorante

Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 12 x 180 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio	150 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-12/0258, Opzione 1, Emesso 17/06/2020

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
17/02/2023

fischer

Dati di input

Metodo di porgettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C30/37, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione Ancorante fissato sul materiale di base
Dimensioni piastra di ancoraggio	200 mm x 300 mm x 10 mm
Tipo di profilo	Profilo personalizzato

Carichi di progetto *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Tipo di carico
1	7,50	0,00	-7,50	1,50	0,00	0,00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	5,06	1,88	0,00	-1,88
2	5,06	1,88	0,00	-1,88
3	0,26	1,88	0,00	-1,88
4	0,26	1,88	0,00	-1,88

max. deformazione a compressione del calcestruzzo :	0,03	‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo :	1,1	N/mm²
Forza risultante di trazione :	10,66 kN ,	Coordinate x/y (0 / 99)
Forza risultante di compressione :	3,16 kN ,	Coordinate x/y (0 / -141)

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
17/02/2023

fischer

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

Utilizzo dell'acciaio

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s1} = 0{,}11 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s1} = 0{,}07 \leq 1$$
$$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s1}^2 + \beta_{V,s1}^2 = 0{,}02 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.55)}$$

Utilizzo del calcestruzzo

$$\beta_{N,p} = \beta_{N,p1} = 0{,}22 \leq 1$$
$$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp1} = 0{,}05 \leq 1$$
$$\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} = \beta_{N,p1}^{1.5} + \beta_{V,cp1}^{1.5} = 0{,}11 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.56)}$$

Verifica soddisfatta

Note

Le note generali e tecniche saranno riportate nella relazione completa

3.3.2 VERIFICA DEL NODO INFERIORE

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
16/02/2023

fischer

fischer italia S.R.L Unipersonale

Corso Stati Uniti, 25
35127 Padova
Telefono: +39 049 8 06 31 11
Fax: +39 049 8 06 34 01
progettazione@fischeritalia.it
www.fischeritalia.it

Basi della progettazione

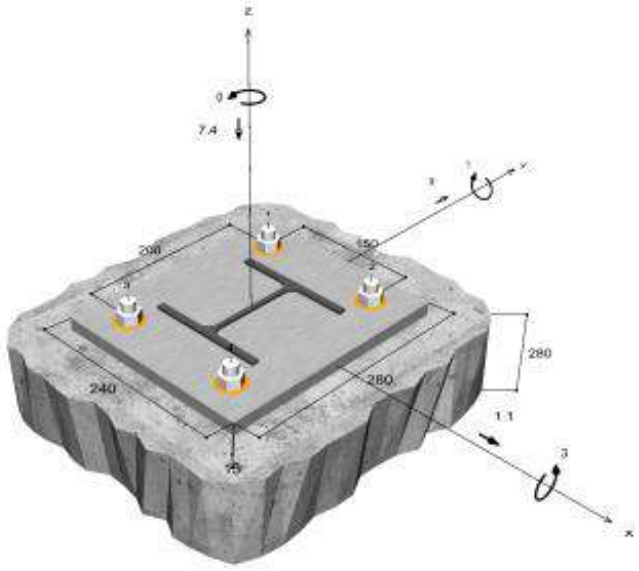
Ancorante

Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 16 x 250 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio	200 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-12/0258, Opzione 1, Emesso 17/06/2020

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
16/02/2023

fischer

Dati di input

Metodo di porgettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C30/37, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione Ancorante fissato sul materiale di base
Dimensioni piastra di ancoraggio	240 mm x 280 mm x 15 mm
Tipo di profilo	HEA 140

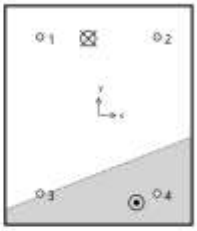
Carichi di progetto *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Tipo di carico
1	-7.40	1.10	9.00	3.00	1.00	0.00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	5.99	2.27	0.28	2.25
2	4.27	2.27	0.28	2.25
3	0.10	2.27	0.28	2.25
4	0.00	2.27	0.28	2.25



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0.10 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo : 3.3 N/mm²
Forza risultante di trazione : 10.36 kN , Coordinate x/y (-13 / 98)
Forza risultante di compressione : 17.76 kN , Coordinate x/y (49 / -112)

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
16/02/2023

fischer

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

Utilizzo dell'acciaio

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s,1} = 0.07 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s,1} = 0.04 \leq 1$$
$$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s,1}^2 + \beta_{V,s,1}^2 = 0.01 \leq 1$$

Equazione (7.55)

Utilizzo del calcestruzzo

$$\beta_{N,p} = \beta_{N,p,1} = 0.13 \leq 1$$
$$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp,1} = 0.04 \leq 1$$
$$\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} = \beta_{N,p,1}^{1.5} + \beta_{V,cp,1}^{1.5} = 0.06 \leq 1$$

Equazione (7.56)

Verifica soddisfatta

Note

Le note generali e tecniche saranno riportate nella relazione completa

3.4 ESCLUZIONI

Da questa analisi e fase di progetto sono esclusi:

1. I collegamenti degli elementi in acciaio
2. Il collegamento della copertura con le travi portanti

Tutti questi elementi non rientrano nell'ambito di questa fase di progetto, pertanto rimarranno in carico del General Contractor durante la progettazione costruttiva.

NOVIGLIO data Centres MXPI
Noviglio

CALCULATION AND MATERIAL REPORT MXP I-I

MXP-MAE-ZZ-ZZ-CA-S-0002

Prot int: R40547/DAR/00755

PARTE GENERALE - GENERAL PART

ATTACHMENTS

A01 – FOUNDATIONS

A02 – DATA HALL BUILDING

A03 – SUPPORT BUILDING

A04 – RIGID DIAPHRAGM - POURED STRIPES

A05 – EXTERNAL STRUCTURES

A06 – STEELWORKS

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI/BH	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI/BH	MEG

Table of contents

1 INTRODUCTION 3
2 REFERENCES 4
2.1 BINDING LEGISLATION 4
2.2 ARCHITECTURAL PROJECT 6
2.3 GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL REPORT 6
2.4 ADDITIONAL DESIGN REQUIREMENTS 6
2.5 LIST OF THE CALCULATION CODES USED 7
3 MATERIALS 8
3.1 CONCRETE 8
3.2 REINFORCEMENT STEEL 9
3.3 STRUCTURAL STEEL 10
4 LOADS 12
4.1 SELF WEIGHT OF THE STRUCTURES 12
4.2 PERMANENT (DEAD) AND LIVE LOADS 12
4.2.1 DEAD LOADS 12
4.2.2 LIVE LOADS 12
4.2.3 SNOW 12
4.2.4 WIND 13
4.2.5 THERMAL VARIATION 14
4.3 SEISMIC ACTION 15
4.3.1 CHARACTERISTIC PARAMETERS 15
4.3.2 STRUCTURAL BEHAVIOR FACTOR 16
4.3.3 DESIGN SPECTRA 17
4.3.4 VERIFICATIONS UNDER SESIMC ACTION 17
4.4 FIRE RESISTANCE 18
4.5 LOAD COMBINATIONS 18
5 CALCULATION MODELS 19
5.1 GENERAL MODELS OF BUILDINGS 19
5.2 MODEL FOR EVALUATION OF THE RIGID FLOOR DIAPHRAGM 20
5.3 MODELS FOR EQUIPMENT PADS 21

1 INTRODUCTION

This report summarizes the structural checks concerning the construction of a new industrial building as a Data Processing Center (CED) commissioned by the Compass company.
The building is located in Noviglio, near the Binasco exit of the A7 Milan – Genoa motorway, in the south-western hinterland of Milan.
The industrial complex is made up of two adjacent buildings called the Data Hall (DH) which houses the computer racks, a service building called the Support Building (SB) and a rather large external area which includes the pads for the plant machinery necessary for the data center operation.
Below are some images of the structures.

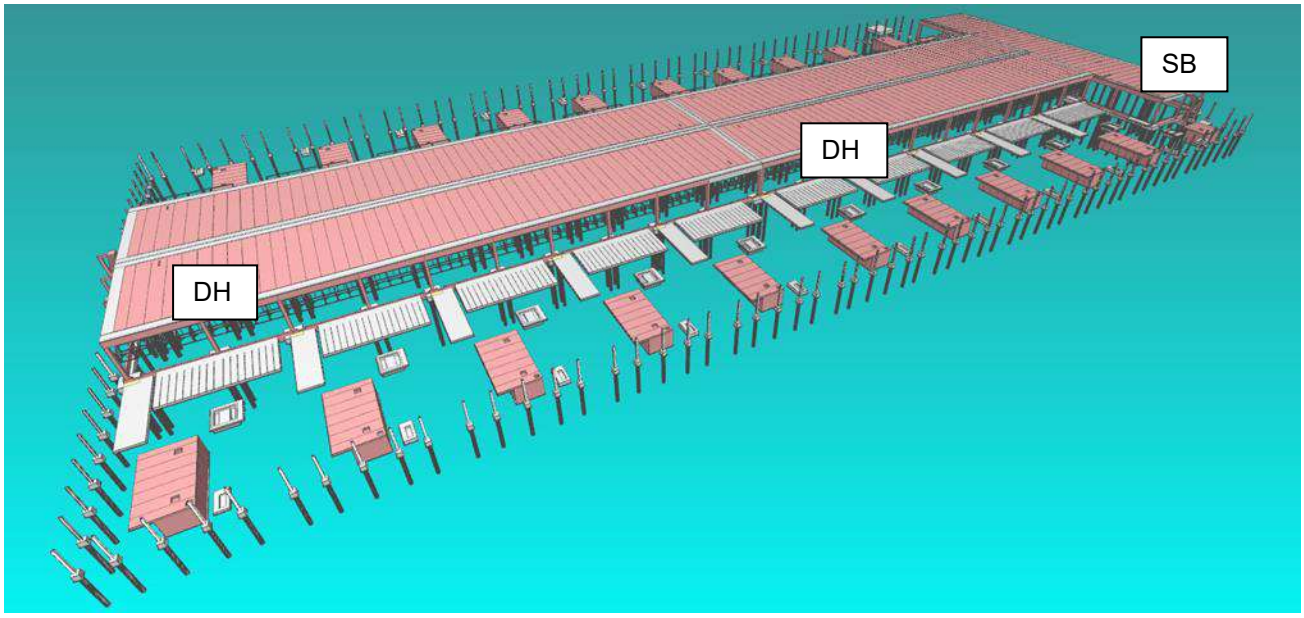


Fig. 1-1 : General layout – view from south-west

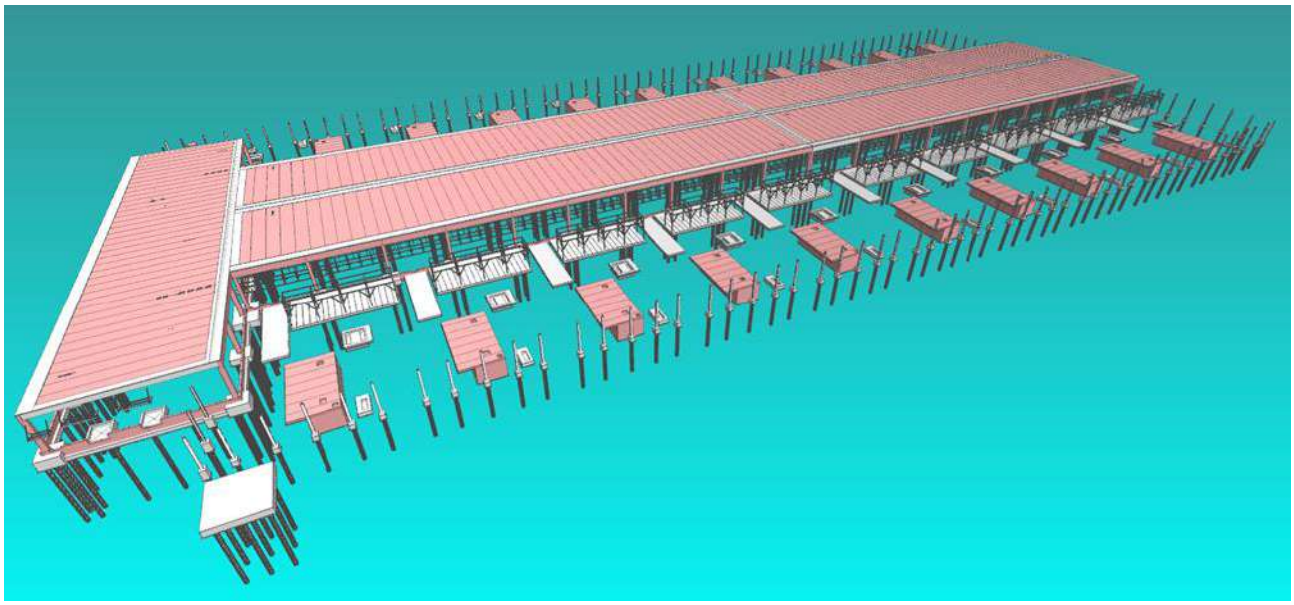


Fig. 1-2 : General layout – view from north-east

This calculation report and related annexes include the structures of the buildings and equipment pads included within the acoustic barrier. The only external element is the base of the large tank placed in the immediate vicinity of the barrier; for any other structural element such as external fences, perimeter walls or pads for other external equipment, please refer to the other project documents.
The industrial floor on piles inside the Data Hall buildings is dealt with in a separate report, to which reference should be made for any further information on the matter.

The three buildings are made with a prefabricated cantilever structure, with pillars interlocked at the base and are separated from each other by structural joints.
The foundations are made with plinths on piles while the roof level is made up of prefabricated beams with an inverted T or L shape for supporting the "double T" type roof elements which make up the roof.
The Double Tees (TTS) are made integral with each other by a cap cast only near the main beams while along the development of the tiles themselves the connections consist of metal plates welded on site. In any case, this system constitutes a rigid diaphragm, as better clarified in the relevant calculation annex.
The facades are made of concrete panels which are also prefabricated of the standard type for the DH and with full thermal break for the SB.
The reinforced concrete pads for the plant equipment and machines are located outside the buildings, surrounded by an acoustic barrier whose structure is made with metal columns wedged onto single-pole type plinths.
The intervention is completed by the external stairs to go up to the roof, also made with a prefabricated structure.

2 REFERENCES

2.1 BINDING LEGISLATION

The project refers to the Italian legislation and, where appropriate, to any additions to the Eurocodes. The binding reference legislation is therefore the following:

- ☐ LEGGE 5 NOVEMBRE 1971, N.1086
  Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
  Rules for the regulation of reinforced concrete, normal and prestressed, e and metal structures

- ☐ D.P.R. 380/2001
  Testo unico per l'edilizia e sue successive modifiche ed integrazioni
  Rev. 6.0 del 15 settembre 2020: aggiornato alle modifiche introdotte dalla Legge 120/2020 di conversione del DL 76/2020 (decreto semplificazioni)
  Consolidated text for construction and its subsequent amendments and additions
  Rev. 6.0 of 15 September 2020: updated to the changes introduced by Law 120/2020 converting Legislative Decree 76/2020 (simplification decree

- ☐ DECRETO MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 17 GENNAIO 2018
  Aggiornamento delle "norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018)
  Update of the "technical standards for construction" (NTC 2018)

- ☐ CIRCOLARE 21 GENNAIO 2019, n. 7

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (Circolare applicativa NTC 2018)
Instructions for the application of the «Update of the "Technical standards for construction"» referred to in the ministerial decree of 17 January 2018 (Application Circular NTC 2018)

- ☐ NORMATIVA SISMICA REGIONE LOMBARDIA LR 33/2015
  Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche
  Provisions concerning works or constructions and relative supervision in seismic areas

- ☐ DECRETO MINISTERO DEGLI INTERNI 3 AGOSTO 2015
  Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.
  Approval of fire prevention technical standards, pursuant to article 15 of legislative decree 8 March 2006, n. 139.

- ☐ UNI EN 1090-1/2/3:2012
  Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1/2/3
  Execution of steel and aluminium structures - Part 1/2/3

- ☐ UNI EN 206-1:2021
  Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
  Concrete - Specification, performance, production and compliance

- ☐ UNI 11104:2016
  Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206
  Concrete - Specification, performance, production and conformity - Supplementary instructions for the application of EN 206

- ☐ REGOLAMENTO EUROPEO (UE) N. 305/2011
  Regolamento prodotti da costruzione
  Construction products regulation

- ☐ EUROCODICE 1
  Azioni sulle strutture
  Actions on structures

- ☐ EUROCODICE 2
  Progettazione delle strutture di calcestruzzo
  Design of concrete structures

- ☐ EUROCODICE 3
  Progettazione delle strutture di acciaio
  Design of steel structures

With regard to the construction and dimensional aspects as well as the relative tolerances for the prefabricated elements, as also indicated in the design specifications, reference is made to the following UNI standards:

- ☐ UNI EN 13224
  Prodotti prefabbricati di calcestruzzo – Elementi nervati per solai

Precast concrete products – Ribbed floor elements

- ☐ UNI EN 13225
  Prodotti prefabbricati di calcestruzzo – Elementi strutturali lineari
  Precast concrete products – Linear structural elements

- ☐ UNI EN 13369
  Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo
  Common rules for precast concrete products

- ☐ UNI EN 1337-3
  Appoggi strutturali - Parte 3: Appoggi elastomerici
  Structural bearings - Part 3: Elastomeric bearings

2.2 ARCHITECTURAL PROJECT

Reference is made to the executive architectural project, integrated with the information briefly exchanged during the meetings held in the presence of the various design disciplines.
For every detail described in the following report, please refer to the project drawings.

2.3 GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL REPORT

For the characterization of the soil and consequent sizing of the foundations, reference is made to the Technical Geological Report.
Given the poor mechanical characteristics of the surface layers, the foundations will be set on piles that reach the underlying layer of soil at a depth that varies according to the overload of use, between 7 and 12 m from the foundation level.
The buildings will be set up on a fill layer to reach the project level with respect to the current ground level.
For the definition of the layers that make up the substrate of the foundations and of the industrial flooring, reference is still made to the same report.

2.4 ADDITIONAL DESIGN REQUIREMENTS

In addition to the provisions of the aforementioned legislation, the Client requested to satisfy some project standards concerning the maximum deflections admissible for the structures.
In particular, these requirements are listed below:

Operational Limit State and Service Limit State (wind load dominant)	dx / dy < H / 400
Variable loads	dz < L / 360
Total loads	dz < L / 240

With
- dx, dy, dz deflections in the horizontal and vertical planes
- H is referred to the structural height relative to the base level
- L is the span of the roof elements.

2.5 LIST OF THE CALCULATION CODES USED

The structural analysis and verification was carried out using extensively the following calculation codes:

- **Midas GenTM:** program for finite element analysis (FEM) for three-dimensional structures in the linear and non-linear field for geometry and material, equipped with a phased analysis module and post-processor for checking steel or concrete members according to European legislation. Licenses acquired from Harpaceas srl – Milan.

- **Dolmen Win:** program for finite element analysis (FEM) for three-dimensional structures in the linear and non-linear range for geometry and material. Version 18 of 2018, produced, distributed and assisted by CDM DOLMEN srl, based in Turin, Via Drovetti 9/F.

- **GELFI-VCA:** software developed by prof. Piero Gelfi of the University of Brescia for the verification at the ultimate limit state and with the "n" method of reinforced concrete sections subject to straight and deviated pressure-flexure. Free distribution.

In addition, for the shear verification of the sections, the verification of the metal connections, etc., spreadsheets developed ad hoc by Redesco Progetti srl were used.
The extensive use of modern automatic calculation codes and ad hoc developed sheets allows a better understanding of the structural behavior, with benefits for the safety and functioning of the structure.
The results obtained with these programs are not automatically transferred to the project tables, but are previously validated with alternative checks or comparison with results obtained with simplified models. This validation is an essential requirement of the ISO9001 certified quality system of Redesco Progetti srl.

3 MATERIALS

The characteristics of the materials are shown in the project drawings. The types of materials used are shown below, with the relevant characteristics for the purposes of static and durability checks.

3.1 CONCRETE

Piles concrete:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Cubic characteristic strength	C25/30	Rck ≥ 3.00 kN/cm^2	DM 17.01.18
Exposure class	/	XC2	UNI EN 206, UNI 11104
Consistency	/	SCC	UNI EN 206, UNI 11104
D max aggregates	/	25mm	/

Concrete for pile caps and foundation beams:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Cubic characteristic strength	C30/37	Rck ≥ 3.70 kN/cm^2	DM 17.01.18
Exposure class	/	XC2	UNI EN 206, UNI 11104
Consistency	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
D max aggregates	/	25mm	/

Concrete for equipment pads:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Cubic characteristic strength	C30/37	Rck ≥ 3.70 kN/cm^2	DM 17.01.18
Exposure class	/	XC2(XF3)	UNI EN 206, UNI 11104
Consistency	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
D max aggregates	/	25mm	/

Concrete for precast elements (columns/ Double Tees):

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Cubic characteristic strength	C40/50	Rck ≥ 5.00 kN/cm^2	DM 17.01.18
Consistency	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
Exposure class	/	XC3	UNI EN 206, UNI 11104
D max aggregates	/	20mm	/

Concrete for precast panels (facade panels):

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Cubic characteristic strength	C32/40	Rck ≥ 4.00 kN/cm^2	DM 17.01.18
Consistency	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
Exposure class	/	XC3	UNI EN 206, UNI 11104
D max aggregates	/	20mm	/

Concrete for prefabricated staircases:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Cubic characteristic strength	C40/50	Rck ≥ 5.00 kN/cm^2	DM 17.01.18
Consistency	/	S4	UNI EN 206, UNI 11104
Exposure class	/	XC4(XF3)	UNI EN 206, UNI 11104
D max aggregates	/	20mm	/

The landings and flight of stairs will be of the prefabricated type, designed and built by and at the expense of the Company. In particular, the fixing system to the load-bearing structures must be coordinated to allow the support of the prefabricated elements in compliance with the project geometry.
In any case, a concrete mixture with characteristics equal to or greater than those indicated above is required.

Concrete for roof topping:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Cubic characteristic strength	C30/37	Rck ≥ 3.7 kN/cm^2	DM 17.01.18
Consistency	/	S5	UNI EN 206, UNI 11104
Exposure class	/	XC3	UNI EN 206, UNI 11104
D max aggregates	/	10mm	/

3.2 REINFORCEMENT STEEL

For each use, it must comply with the characteristics shown on the drawing tables.
The mechanical properties are summarized below.

Rebar:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Type	B450C	/	DM 17.01.18
characteristic yielding strength	fy nom	≥ 450 N/mm^2	DM 17.01.18
characteristic breaking strenght	ft nom	≥ 540 N/mm^2	DM 17.01.18
Diameter	Ø	da 6 a 40 mm	DM 17.01.18

Electro-welded meshes and trusses:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Type	B450C	/	DM 17.01.18
characteristic yielding strenght	f_{yk}	≥ 450 N/mm^2	DM 17.01.18
characteristic breaking strenght	f_{tk}	≥ 540 N/mm^2	DM 17.01.18
Diameter	Ø	da 6 a 16 mm	DM 17.01.18
Diameters ratio	$Ø_{min}$/ $Ø_{Max}$	≥ 0.6	DM 17.01.18

Tendon steel (0.6") for prestressed elements:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Type	/	/	
caratteristici yielding streghe	f_{ptk}	≥ 1860 N/mm^2	DM 17.01.18
characteristic breaking strenght	$f_{p(1)\,k}$	≥ 1670 N/mm^2	DM 17.01.18
% elongation at max load	Agt	≥ 3.5 %	DM 17.01.18

3.3 STRUCTURAL STEEL

For the construction of metal structures and composite structures, steel must be used that complies with the harmonized standards of the UNI EN 10025 series (for laminates), UNI EN 10210 (for seamless pipes) and UNI EN 10219-1 (for welded pipes), bearing the CE Marking, to which the 2+ conformity attestation system applies, and for which reference is made to what is specified in point A of § 11.1 of the NTC2018.
During the design phase, the following nominal values of the material properties can conventionally be assumed:

elastic modulus	E = 210,000 N/mm2
Poisson's ratio	v = 0.3
coefficient of linear thermal expansion	α = 1.2 x 10-5 / °C
density	ρ = 7850 kg/m3

For the foreseen protection cycles (galvanizing and/or painting) refer to the particular technical specifications.

The metal structures must be produced and supplied in compliance with the UNI EN 1090 standard, the classification is as follows:

All structures	Class / CAT	Reference Code
Consequence class	CC2	Prosp. B1 EN 1990
Service class	SC1	Tab. B1 EN 1090-2
Production category	PC1 / PC2	Tab. B1 EN 1090-2
Execution class	**EXC2**	**Tab. B1 EN 1090-2**

Below are the strength and resilience characteristics considered in the design for the various structural types.

Hot rolled laminated steel for plates, bars, profiles for the acoustic barrier structures:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Type	S355 J0	/	DM 17.01.18, Hot-dip galvanized
characteristic yielding strenght	fyk	≥ 355 N/mm^2	DM 17.01.18
characteristic breaking strenght	ftk	≥ 510 N/mm^2	DM 17.01.18

Hot rolled laminated steel for plates, bars, profiles for external canopies:

Properties	Class	Value	Notes/ Reference Code
Type	S275 J0	/	DM 17.01.18, Hot-dip galvanized
characteristic yielding strenght	fyk	≥ 275 N/mm^2	DM 17.01.18
characteristic breaking strenght	ftk	≥ 430 N/mm^2	DM 17.01.18

Hot rolled laminated steel for plates, bars, profiles for secondary structures for equipment suspension:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Type	S275 J0	/	DM 17.01.18, Painted according to specifications
characteristic yielding strength	fyk	≥ 275 N/mm^2	DM 17.01.18
characteristic breaking strength	ftk	≥ 430 N/mm^2	DM 17.01.18

Threaded bars:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Screw class	8.8	/	UNI EN 14399-1/3/4
Nut class	8	/	UNI EN 14399-1/3/4
Characteristic yielding strength	Fyk	≥ 640 N/mm^2	DM 17.01.18
Characteristic breaking strength	Ftk	≥ 800 N/mm^2	DM 17.01.18

High-resistance bolts for steel structures in general:

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Screw class	8.8	/	UNI EN 14399-1/3/4
Nut class	8	/	UNI EN 14399-1/3/4
Characteristic yielding strength	fyk	≥ 640 N/mm^2	DM 17.01.18
Characteristic breaking strength	ftk	≥ 800 N/mm^2	DM 17.01.18

The screw/nut/washer assemblies must be CE marked and associated with each other as prescribed in chap 11.3.4.6 of the NTC 2018. Based on the Type of use and the exposure of the structure, the threaded rods and bolts can be of the electro-galvanised or hot-dip galvanized, as specified on the project tables. In general, unless otherwise prescribed, hot-dip galvanized bolts and nuts will be used for the connections of elements with this degree of protection.

Connection studs for plates embedded in concrete (Type Nelson):

Properties	Class	Value	Notes / Reference Code
Type	ST37-3k	/	DIN, raw
Characteristic yielding strength	fyk	≥ 350 N/mm^2	
Characteristic breaking strength	ftk	≥ 450 N/mm^2	
Elongation at breaking	/	≥ 15%	

4 LOADS

4.1 SELF WEIGHT OF THE STRUCTURES

The weight of the structures is calculated according to the specific weights (densities).

For ordinary reinforced concrete gc = 25 kN/m3 was assumed, while for steel gs = 78.5 kN/m3.

In the case of finite element mathematical modelling, the self-weight is automatically evaluated by the calculation software, according to the specific weights and geometry of the structural sections. The weight thus obtained is subject to checks with alternative simplified methods.

4.2 PERMANENT (DEAD) AND LIVE LOADS

4.2.1 DEAD LOADS

For the assessment of superimposed dead loads, reference was made to the regulations in force on the one hand, and to the assessments shared with the designers of the civil works and mechanical/electrical systems on the other, in compliance with the functional requests provided by the end customer.
The data relating to the superimposed dead loads used for the checks are shown in specific drawings in which the different load zones for the various levels are highlighted.

4.2.2 LIVE LOADS

The actions due to variable overloads (live loads) have been defined in compliance with the minimum regulatory values for the intended uses, in compliance with the functional requests provided by the end customer.
The data relating to the live loads used for the checks are shown in specific drawings in which the different load zones for the various levels are highlighted.

4.2.3 SNOW

The load due to snow on the roof can be estimated according to its geographical location and the reference altitude as (par.3.4 - NTC2018), lower than 200m above sea level. .
The parameters used to calculate the snow load are summarized below, which are equal to qs=1.2 KN/m2.

Carico da neve sulle coperture par. 3.4.1					
Zona	**I mediter.**				
as	100	m	quota del sito s.l.m.		
q sk	1.50	kN/mq			
C_E	1.00		zona non battuta dai venti		
C_T	1.00				
qsk C_T C_E	1.50				
qs	**1.20**	**kN/mq**	carico di neve in copertura		

Fig. 4-1: Snow load parameters

4.2.4 WIND

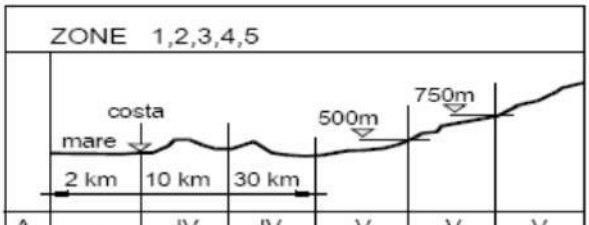
Below is the determination of the wind pressures according to what is reported in the NTC 2018 Technical Standards. The building is located in zone 1, with soil roughness class D. Being at a distance greater than 30 km from the coast and at an altitude lower than 500m, the site exposure category is II, as shown below.

Tab. 3.3.I -*Valori dei parametri* $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.III - *Classi di rugosità del terreno*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)



A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

T_R (anni)	50
Zona:	1
Classe di rugosità:	D
Cat. di esposizione:	II
a_s (m) altitudine	101

Pressione cinetica di riferimento, q_r		
a_0 =	1000	m
k_s =	0.4	-
c_a =	1	-
$v_{b,0}$ =	25.0	m/s
$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$ =	25.0	m/s
c_r =	1.00	-
$v_r = v_b \cdot c_r$ =	25.0	m/s
$q_r = 1/2\ \rho\ v^2_r$ =	**0.39**	**kN/m^2**

Coeff. di esposizione, c_e	
k_r	0.19
z_0	0.05
z_{min}	4.0
$c_e(z_{min})$	1.80

coeff. di topografia, c_t	1.00
coeff. di forma, c_p	1.39
coeff. dinamico, c_d	1.00

Fig. 4-2: Wind load parameters

Considering the reduced height of the buildings, the resulting load is a constant pressure equal to :

qv = 1.10 kN/sqm

More precise considerations can be reported in the calculation attachments for particular structures.

4.2.5 THERMAL VARIATION

With reference to paragraph 3.5.5 of the NTC2018, the structure is considered protected, being an insulated and air-conditioned building. You get:

Concrete elements DT = +/- 10°C

However, the expected operating temperatures inside the Data Hall are approximately 36°C, constant due to the continuous operation of the computers. Imagining an installation temperature of the structural elements equal to 20°C, a thermal variation higher than that of the legislation is obtained and equal to DT = +/- 16°C

Used for detailed checks on the diaphragm, as better specified in the relevant attachment.

4.3 SEISMIC ACTION

4.3.1 CHARACTERISTIC PARAMETERS

The seismic action is calculated starting from the geographical coordinates of the site and on the basis of the subsoil category, defined by the type "C" geotechnical report.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Fig. 4-3: Soil categories (par. 3.3.2 NTC 2018)

The geographic coordinates of the site are as follows

WGS 45.359° N – 9.054° E

Considering the characteristics of the building and its strategic importance, in agreement with the Client, the following parameters were assumed for the determination of the seismic action:

Use class: III
Nominal life: 50 years
Topographic category: T1 flat

The values of the parameters ag, F0 and TC* necessary for the determination of the seismic actions and the elastic spectra, for each of the reference limit states, are defined below:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.023	2.548	0.185
SLD	75	0.028	2.567	0.209
SLV	712	0.056	2.649	0.290
SLC	1462	0.068	2.694	0.305

4.3.2 STRUCTURAL BEHAVIOR FACTOR

Finally, the design spectra depend on the behavior factor "q" which is defined according to the earthquake resistant structural typology and reduces the ordinate of the elastic spectrum taking into account the dissipative capacity of the structure itself.
The seismic resistant system consists of prefabricated columns wedged at the base in both directions of the floor. It is therefore the classic inverted pendulum prefabricated structure.

The entity of the peak acceleration is modest given the low seismicity of the area and it is not convenient to use structure factors close to the upper limit allowed by the standard, since the creation of construction details and the adoption of ductility that can be complicated and expensive.

Therefore, a NON-dissipative behavior of the structure is assumed and the behavior factor, in accordance with paragraph 7.3 of the standard, is taken as:

q = Kr x q0 = 1.0 x 1.5 = 1.50

where the Kr factor is equal to 1.0 being the structure regular in height.

Tab. 7.3.I – *Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica*

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	—	—		

Fig. 4-4: Limit values of the behavior factor q (NTC 2018 § 7.3.1)

4.3.3 DESIGN SPECTRA

On the basis of the above, the following design spectra are obtained:

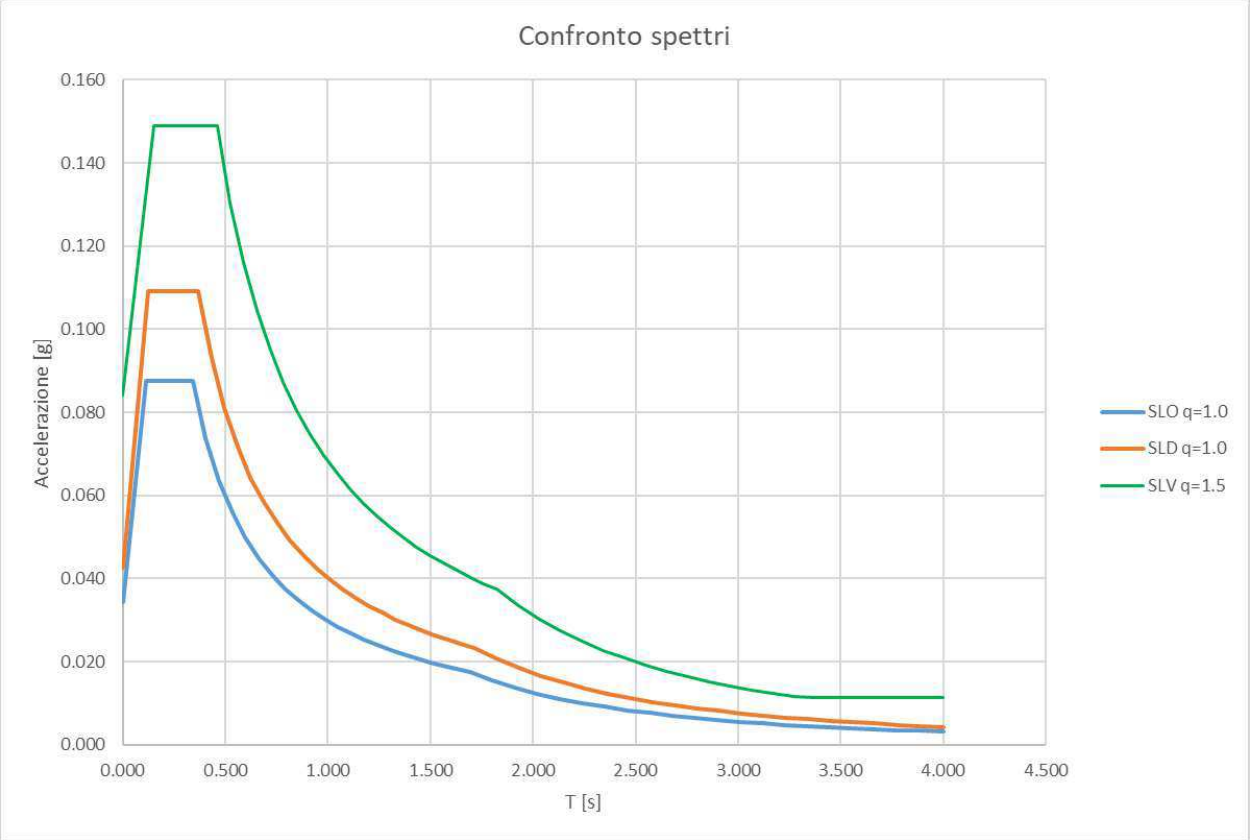


Fig. 4-5: Design spectra

4.3.4 VERIFICATIONS UNDER SESIMC ACTION

Based on what is indicated in the legislation, the checks against the seismic action for use class III are shown below.

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

In particular, the stiffness checks must be carried out at the SLO (Operational Limit State) with the reduced limits defined in 7.3.6.1.
The resistance checks must be carried out both for SLV and for SLD however, by virtue of the adopted structure factor, the SLV spectrum is always higher than that of the SLD and the checks can be limited to just the SLV.
Ductility checks are not required having used the structure factor equal to 1.50, as clarified by the standard also in paragraph 7.3.6.1.

4.4 FIRE RESISTANCE

Based on the report of the fire-fighting designer and the requirements requested by the customer, the fire resistance for both horizontal and vertical structures is equal to R60'.

4.5 LOAD COMBINATIONS

The verifications of the structural elements are carried out with the characteristic actions factored in accordance with the Italian Codes.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]

Where:

G1 =	pelf weight
G2-1 =	dead load floors
G2-2 =	dead load facades
Q =	live vertical loads
Wx,y =	wind
DT =	thermal variation

The development in particular of the combinations considered in the checks is reported in the individual attachments.

5 CALCULATION MODELS

General calculation models for the buildings and detailed models for the individual elements were created in order to better understand the structural behavior of the buildings.
A summary of the models used is given below, referring to the individual attachments for details.
The verification actions for the prefabricated floor and beam elements, considered in simple support, are obtained from suitably created and tested spreadsheets.

5.1 GENERAL MODELS OF BUILDINGS

These are the models for the Data Hall and the Support Building, used to evaluate the seismic action and the global behavior of the buildings in terms of displacements. The actions on the beam and column elements, as well as the actions on the foundation, are also obtained from these models. For further verification of the results, the models were created with two different FEM software, as reported in chap. 2.5.
Here are some pictures of these models.

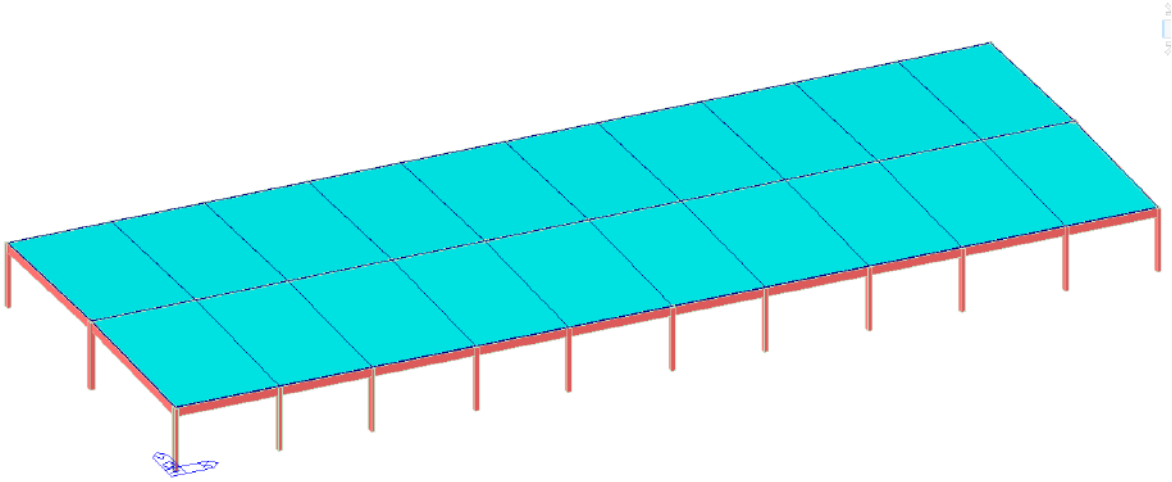


Fig. 5-1: General model scheme DH

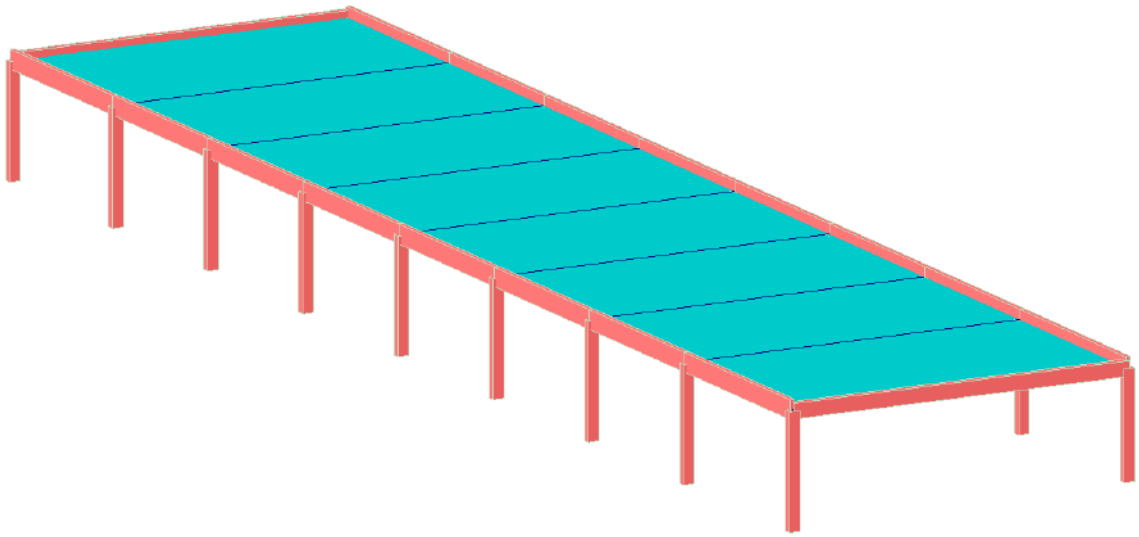


Fig. 5-2: General model scheme SB

For further definitions, please refer to the relative attachments.

5.2 MODEL FOR EVALUATION OF THE RIGID FLOOR DIAPHRAGM

It is a model with Shell type elements to evaluate the effectiveness of the floor diaphragm and of the connections between the tiles. In fact, in the general models a rigid diaphragm is considered for the roof, however the completion casting is made only astride the prefabricated beams and the connection for the double T elements is provided by metal plates welded after installation.
A model was therefore created for the punctual analysis of these connections and of the forces transmitted within the strips to be cast in place. In the following some pictures of this model are shown.

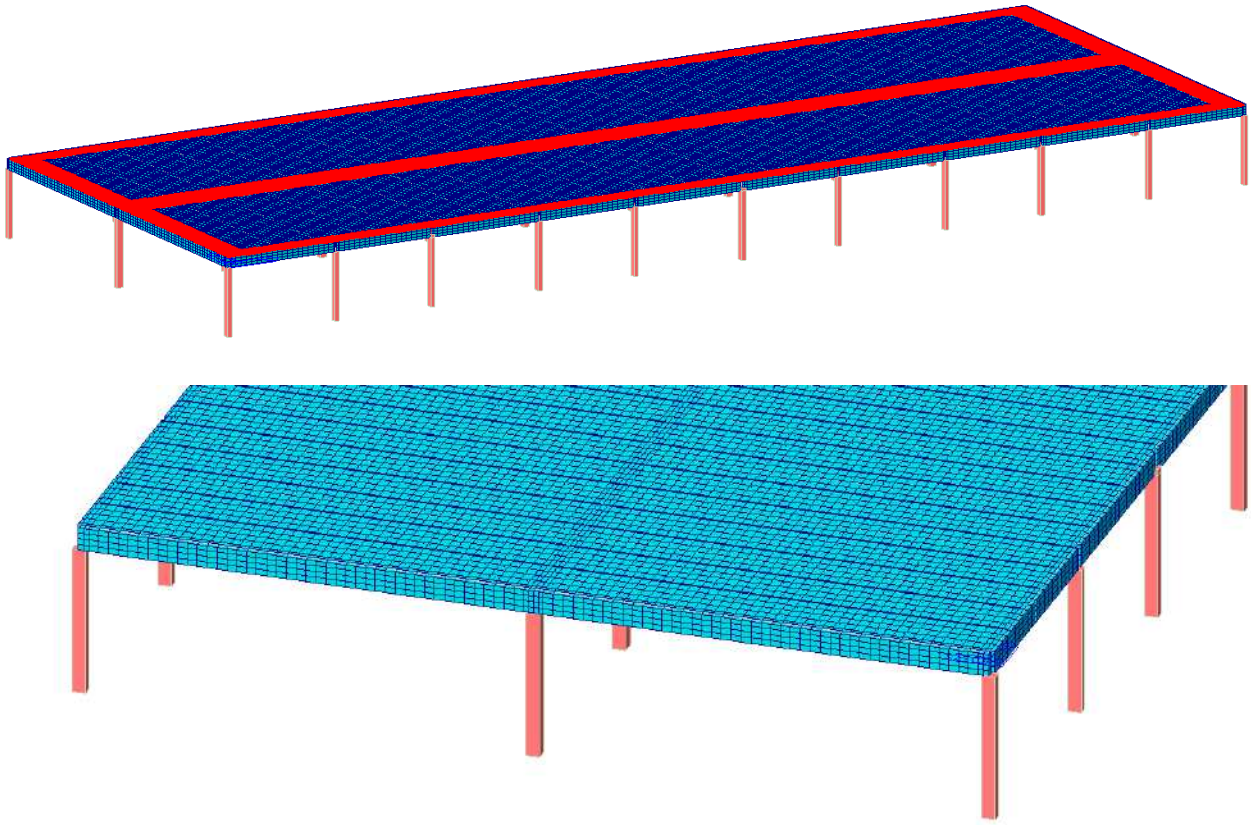


Fig. 5-3: Rigid floor model

For further details, see the relevant annex.

5.3 MODELS FOR EQUIPMENT PADS

These are the models for external equipment pads. The Wnkler constant for the soil is taken from the geotechnical report.
Here are some pictures of an example of these models.

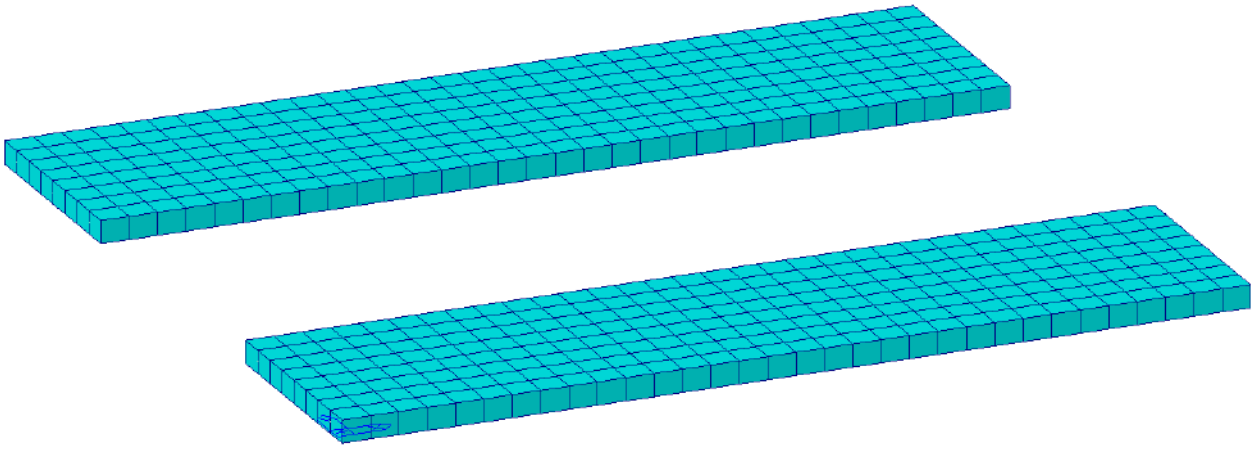


Fig. 5-4: Examples of FEM models for equipment pads.

For further definitions, see the relevant annex.

NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A01-FOUNDATIONS

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI/BH	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI/BH	MEG

Table of contents

1 INTRODUCTION 3

1.1 SCOPE OF DOCUMENT 3

1.2 REGULATORY REQUIREMENTS 4

2 PILE CAPS DH AND SB BUILDINGS 4

2.1 CENTRAL AXIS PILE CAP 4

2.2 LATERAL AXIS PILE CAP DH E SB 6

3 RING BEAMS 8

3.1 PANEL LOAD BEARING GROUND BEAM ON PILES 8

3.2 BEAMS CONNECTING THE PILE CAPS 11

1 INTRODUCTION

1.1 SCOPE OF DOCUMENT

This annex provides verifications for foundations related to the Data Hall and Support Buildings with respect to both pile caps and ground beams connecting and supporting façade panels. The verifications related to the exterior plinths are given in another annex.
The verifications for the foundation piles are given in the geotechnical report.

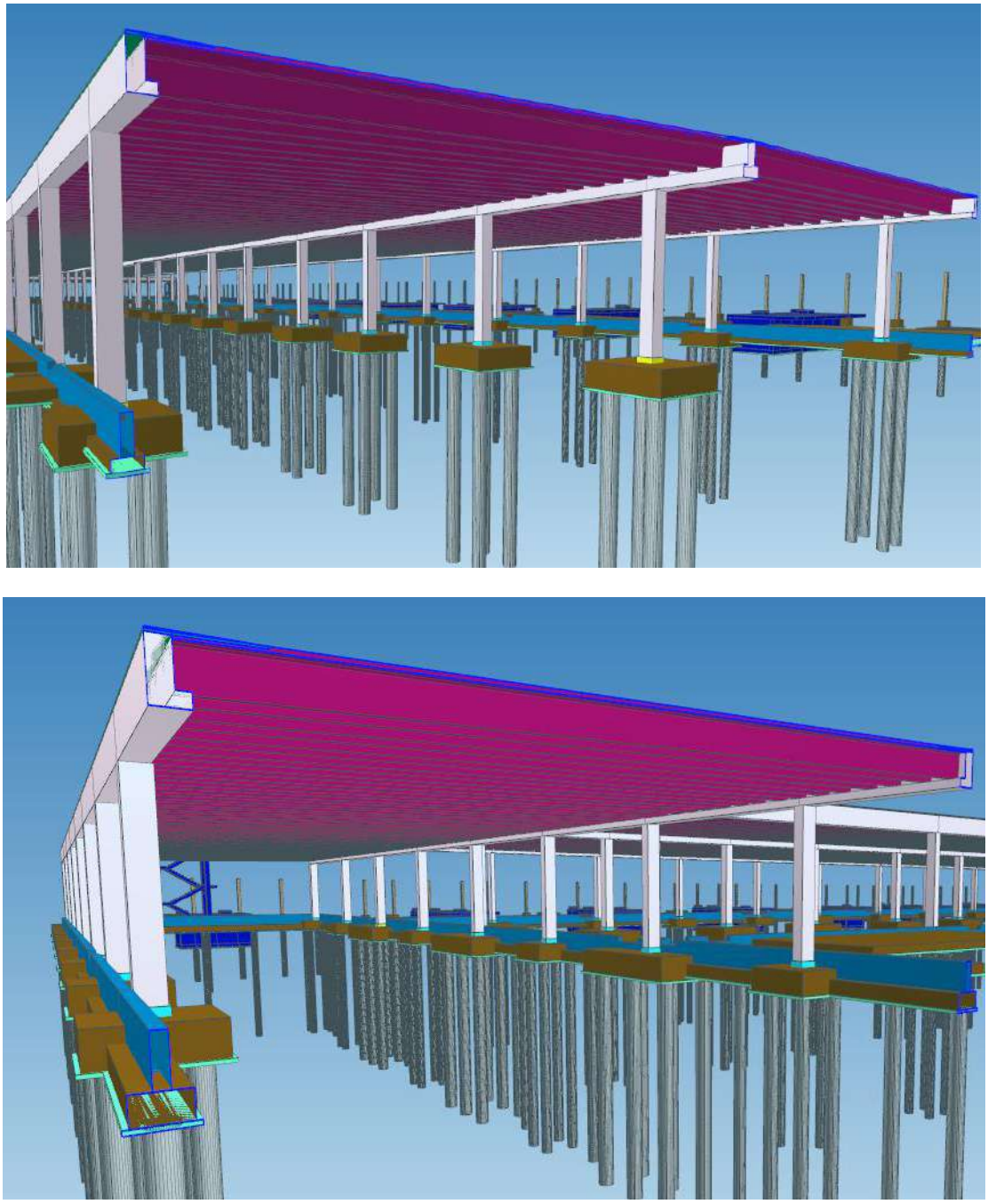


Fig. 1-1 : Foundations DH e SB

Building columns rest on pile caps of a 1.20m or 1.0m depth, set in the typical case on 4 piles. Along the facades with vertical paneling, short side of DH and the perimeter of SB, the panel-bearing foundation beam is set on piles and the thickness of the foundation grade beam is 60cm.
Along the facades with horizontal paneling, long side of DH, the beam connects the foundations together and supports only the prefabricated element called "stem wall" since the weight of the panels is directly transferred to the columns. In these cases, the beam is only 30cm thick and is set directly on the earth fill.

1.2 REGULATORY REQUIREMENTS

According to chap. 7.2.5 of NTC, foundations, "relative displacements may be neglected if the foundation structures are connected to each other by a grid of beams, or by an adequately sized slab, capable of absorbing the resulting axial forces. Beams or floor slabs and panel bearing beams can be assimilated as connecting elements only if they are built at a distance ǂ 1.00 m from the extrados of the shallow foundation or a pile cap."
In the case under consideration for the SB building, the panel-bearing beam runs along the entire perimeter connecting all of the pile caps, while for the DH building the row of central columns is connected by the ground slab on settlement reducing piles set directly at the extrados of the pile caps and connected in the plan by reinforcing rebar, as detailed on the reinforcement drawings.
Also in the same chapter, it is prescribed that "reinforced concrete foundation beams shall have, for their entire length, longitudinal reinforcement in a percentage of not less than 0.2 percent of the cross-sectional area of the beam, both inferiorly and superiorly."
This limit is always met as seen in the details of the verifications in the following paragraphs.

2 PILE CAPS DH AND SB BUILDINGS

2.1 CENTRAL AXIS PILE CAP

It is plinth leaning on four piles with a diameter of 80cm and dimensions 4,0 x 4,0 x 1,20 h.

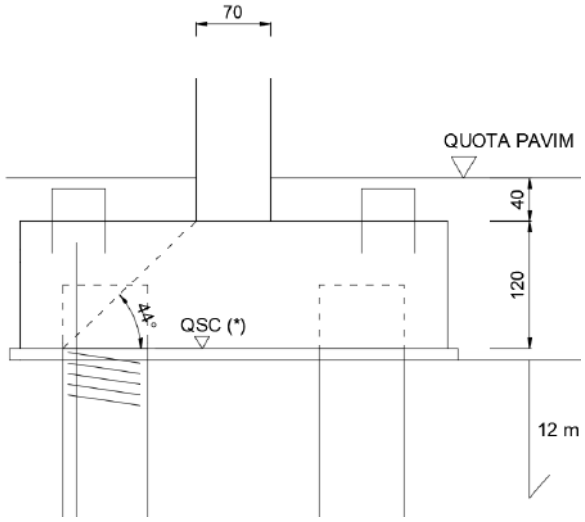
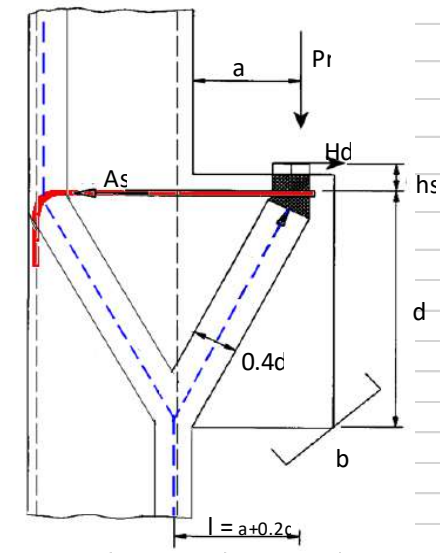


Fig. 2-1 : Central axis pile cap DH

The bearing capacity verifications of the piles from both geotechnical and structural points of view are given in the geotechnical report to which reference is made for these aspects.
In the following, the reinforcement of the plinth is verified using a truss mechanism with tie rod and a compressed strut. The angle of inclination of the strut is close to 45°.
The maximum load carrying capacity of the pile derived from the geotechnical report that equals to Nrd = 1620 kN is considered for the reinforcement verification.
This action is applied to a corbel constrained to the building column. The reinforcement, as shown on the reinforcement drawings consists of Ø20/15 in the two orthogonal directions and an integral diagonal pile connection reinforcement consisting of 7Ø26.
The positive verification is shown in the following

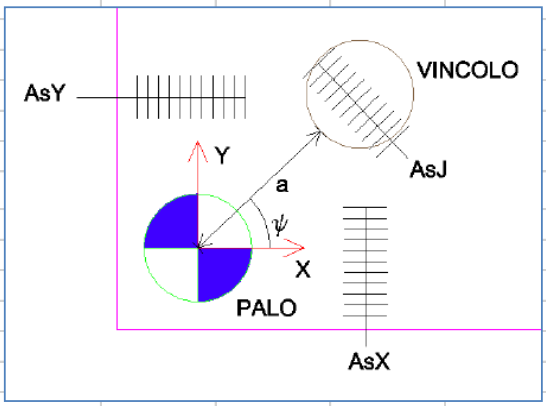
Materiali			
R_{ck}=	3.70	kN/cm^2	resistenza caratt. cubica del cls
γ_c=	1.50		
f_{cd}=	1.74	kN/cm^2	resistenza di progetto del cls
f_{yk}=	45.00	kN/cm^2	tensione di snervamento dell'acciaio
γ_s=	1.15		
f_{yd}=	39.13	kN/cm^2	tensione di progetto dell'acciaio
Azioni (SLU)			
Pr =	1620.00	kN	forza verticale
Hd=	0.00	kN	forza orizzonatale
Geometria			
a=	145.00	cm	
b=	120.00	cm	
d=	110.00	cm	
hs=	10.00	cm	
l =	167.00	cm	
c =	1.00		1.00 Normalmente; 1.50 Se prevista staffatura
λ =	1.69		



$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed}\right)\frac{1}{\lambda}$$

$$P_{Rc} = 0,4bdf_{cd}\frac{c}{1+\lambda^2} \geq P_{Rs}$$

AsJ min =	69.84	cm^2	→	14	ø	26
Prs min =	1620	kN				
Prc =	2389	kN	>Prs OK			
Prs =	1789	kN				
Armature						
ψ	45.0	°				
	Dir X	Dir Y	Dir J			
n	9	9	7			
Ø [mm]	20	20	26			
As [cmq]	28.26	28.26	37.15			
As dir J [cmq]	19.98	19.98	37.15			
As J TOT	77.11	cm^2	OK			



2.2 LATERAL AXIS PILE CAP DH E SB

The DH and SB edge plinths are essentially identical in geometry and reinforcement, in view of the little difference between the loads transmitted by the superstructure.
They are four-pile plinths with a diameter of 60cm and dimensions of 3.0 x 3.0 x 1.00 h.

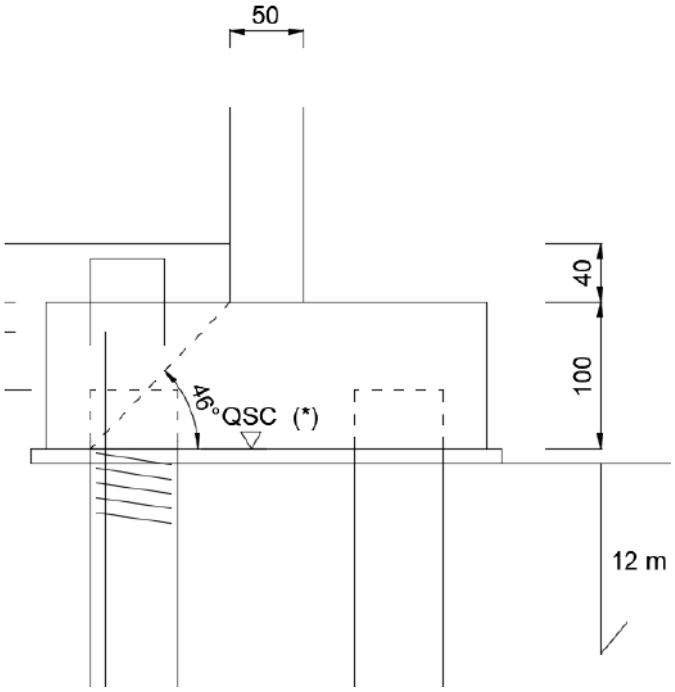
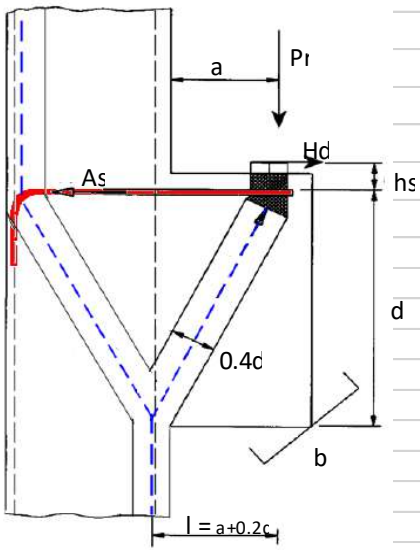


Fig. 2-2 : DH side plinth and SB perimeter plinth

The bearing capacity verifications of the piles from both geotechnical and structural points of view are given in the geotechnical report to which reference is made for these aspects.
In the following, the reinforcement of the plinth is verified using a truss mechanism with tie rod and a compressed strut. The angle of inclination of the strut is close to 45°.
The maximum load carrying capacity of the pile derived from the geotechnical report that equals to Nrd = 1050 kN is considered for the reinforcement verification.
This action is applied to a corbel constrained to the building column. The reinforcement, as shown on the reinforcement drawings consists of Ø20/15 in the two orthogonal directions and an integral diagonal pile connection reinforcement consisting of 5Ø26.
The positive verification is shown in the following

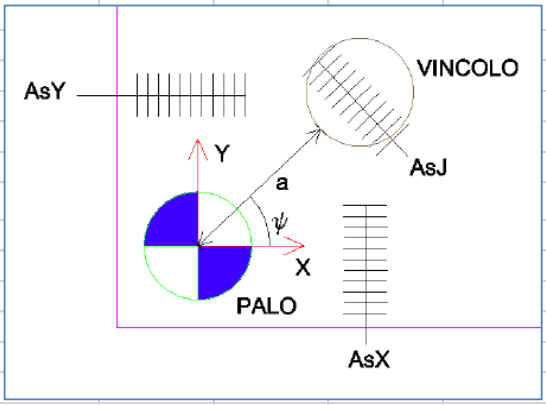
Materiali			
R_{ck}=	3.70	kN/cm^2	resistenza caratt. cubica del cls
γ_c=	1.50		
f_{cd}=	1.74	kN/cm^2	resistenza di progetto del cls
f_{yk}=	45.00	kN/cm^2	tensione di snervamento dell'acciaio
γ_s=	1.15		
f_{yd}=	39.13	kN/cm^2	tensione di progetto dell'acciaio
Azioni (SLU)			
Pr =	1050.00	kN	forza verticale
Hd=	0.00	kN	forza orizzonatale
Geometria			
a=	110.00	cm	
b=	100.00	cm	
d=	90.00	cm	
hs=	10.00	cm	
l =	128.00	cm	
c =	1.00		1.00 Normalmente; 1.50 Se prevista staffatura
λ =	1.58		



$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed}\right)\frac{1}{\lambda}$$

$$P_{Rc} = 0,4bdf_{cd}\frac{c}{1+\lambda^2} \geq P_{Rs}$$

AsJ min =	42.40	cm^2	→	8 ø 26
Prs min =	1050	kN		
Prc =	1791	kN	>Prs OK	
Prs =	1427	kN		



Armature			
ψ	45.0	°	
	Dir X	Dir Y	Dir J
n	7	7	5
Ø [mm]	20	20	26
As [cmq]	21.98	21.98	26.53
As dir J [cmq]	15.54	15.54	26.53
As J TOT	57.62	cm^2	OK

3 RING BEAMS

3.1 PANEL LOAD BEARING GROUND BEAM ON PILES

These are the ring beams that connect the plinths in correspondence to the facades with vertical panels.
The complete section of the foundation beam consists of the 60cm thick cast-in-place cobbler and a vertical part called "stem wall" that connects the foundation with the facade panel.
The entire stress due to the weight of the panels is supported by the foundation beam alone in order to maintain an easier connection between the in-situ and precast parts.
Once again, the bearing capacity verifications of the piles are included in the geotechnical report to which we refer for any further details.
It should be noted that the SB perimeter piles are longer in length than those on the short side of the DH building. This difference is due to a provision requested by the Client to incorporate a possible additional load in case of a modification of the structures for the Support Building.
At this stage, as shared, the beams are verified for the load resulting from the weight of the vertical panel only, which is the same in both cases.

Sectional verifications for this type of the beam are shown below.
To determine the stresses, a calculation model is made assuming a beam on elastic soil and intermediate supports provided by the piles. Refer to the geotechnical report for determination of the soil subgrade constants and equivalent stiffnesses for the piles.

The weight of the panels is estimated in favor of safety to be 4.0 kN/sqm for a height of 10m obtaining a characteristic linear load of 40 kN/m'. The maximum distance between the piles is 5.0m; the stresses obtained for the SLU combination are shown below.

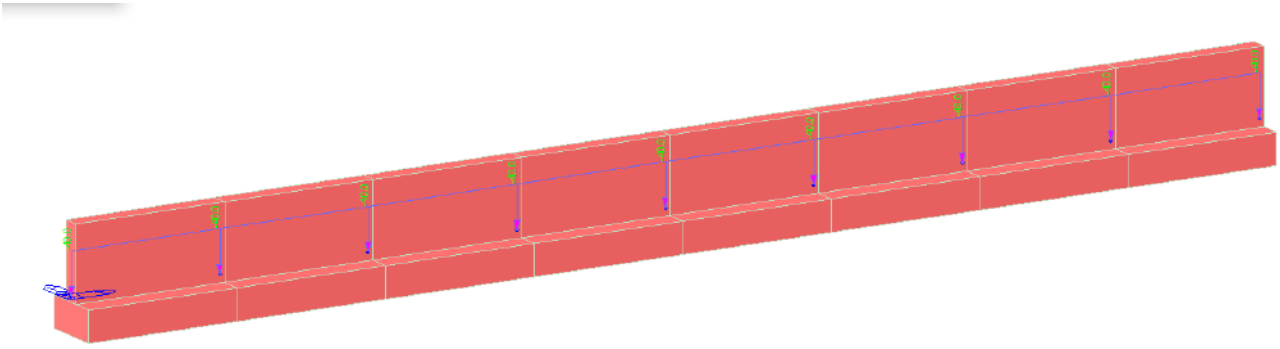


Fig. 3-1 : Ring beams

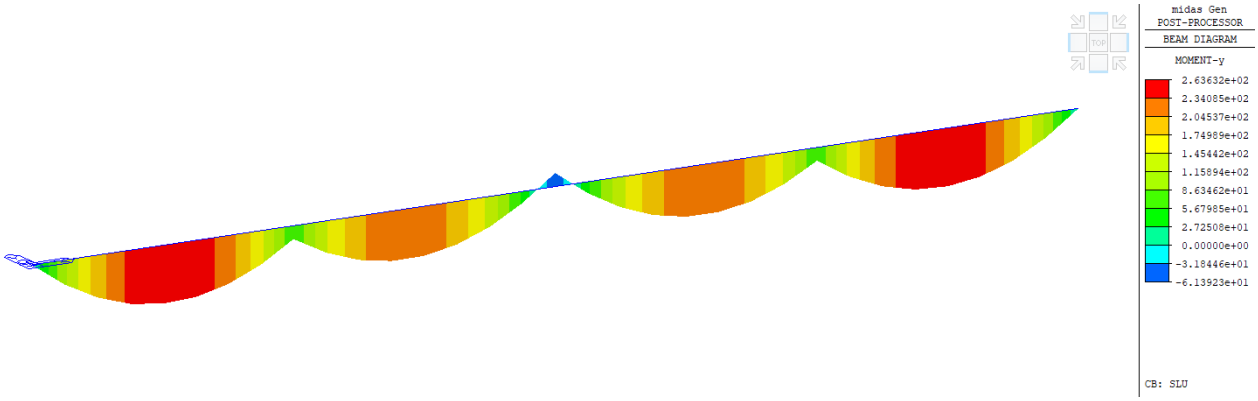


Fig. 3-2 : M SLU [kNm]

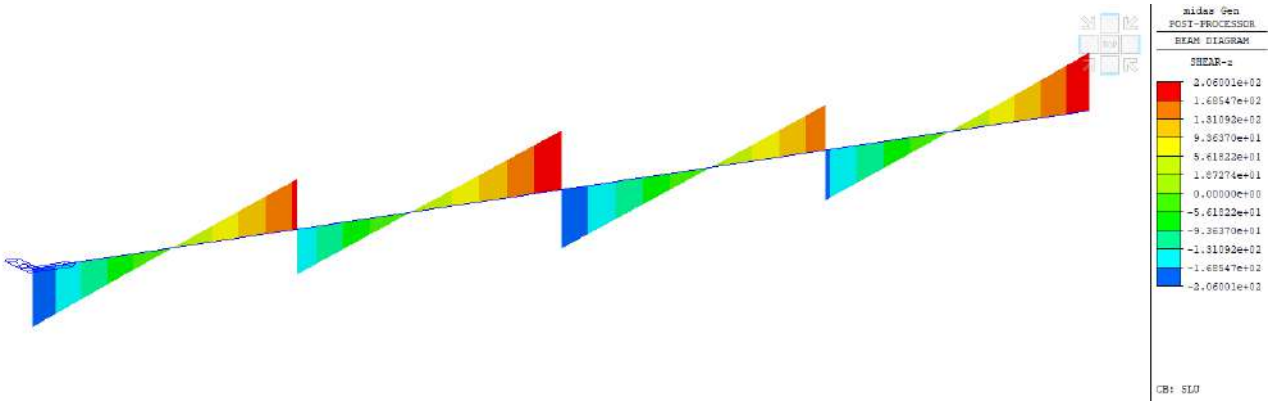


Fig. 3-3 : V SLU [kN]

The reinforcements are shown below. At the plinths, the longitudinal rebar are connected to the foundation plinths by the use of connectors, as shown on the reinforcement drawings.

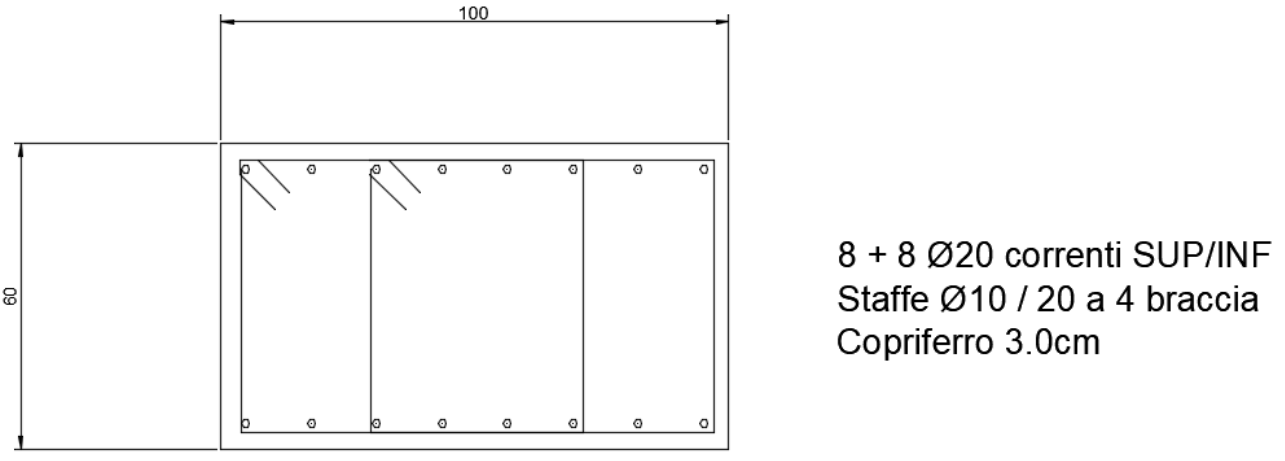


Fig. 3-4 : Panel load bearing ground beam reinforcement

The verifications are given below

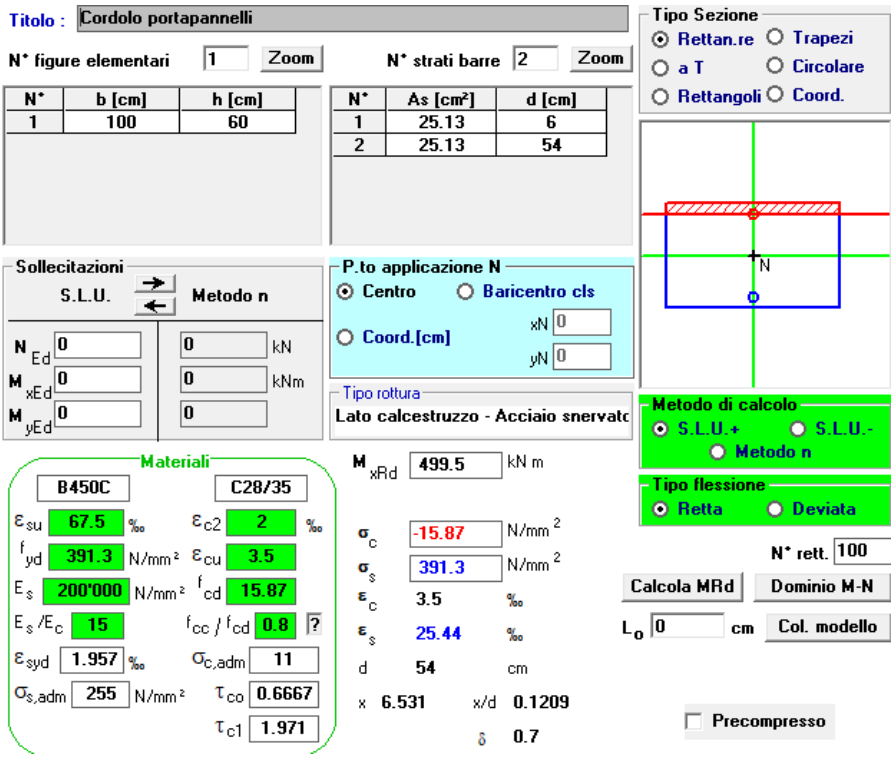


Fig. 3-5 : Flexural verification

It is obtained Mrd = 499 kNm > Msd = 265 kNm

Calcestruzzo			
Rck	3.70	kN/cm^2	
fck	3.00	kN/cm^2	
αcc	0.85		riduzione per carichi di lunga durata
γc	1.50		coeff. Sicurezza materiale
fcd	1.70	kN/cm^2	resistenza di calcolo
ν1	0.50		
f 'cd	0.85	kN/cm^2	resistenza di calcolo per verifiche a taglio
Acciaio			
fyk	45.00	kN/cm^2	
γc	1.15		coeff. Sicurezza materiale
fyd	39.13	kN/cm^2	
Sezione			
H tot	60.0	cm	altezza totale
c	6.0	cm	copriferro
bw	100.0	cm	larghezza minima anima
d	54.0	cm	h utile
σ cp	0.00	kN/cm^2	sforzo assiale di compressione se presente
α cw	1.000		coeff per sezioni compresse
k	1.609		
As long	12.6	cm^2	
ρ1	0.002		
v min	0.391		
v rd	0.369		
V rd	211.2	kN	Taglio resistente senza armatura

Azioni							
Vsd SLU	**220.0**	**kN**					
NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO							
Armature trasversali							
α	90	°	inclinazione armatura [staffe = 90°]				
ϑ	35	°	inclinazione traliccio				
n ferri	4						
Ø	10	mm					
passo	20.0	cm	passo min	30.0	cm	OK	
Asw	3.14	cm^2					
Asw/m	15.71	cm^2/m	Asw/m min	15	cmq/m	OK	
VRds	426.6	kN					
VRdc	1940.9	kN					
VRd	**426.6**	**kN**	**VERIFICATO**				
al	34.7	cm	minimo prolungamento delle armature longitudinali				

It is obtained Vrd = 426 kN > Vsd = 220 kNm

The reinforcement provided meets the regulation limits as stated above, in fact:

As = 8 Ø 20 = 8 x 3.14 =25.1 cmq > 12.0 cmq = 0.002 x 100 x 60 = 0.2% Ac

3.2 BEAMS CONNECTING THE PILE CAPS

These are the beams on the long sides of the DH building. The load consists of the single precast stem wall with dimensions (28x100)cm. The following stresses are obtained:

p k = (0.28 x 1.0) x 25 = 7.0 kN/m

The maximum span is 10m; ULS stresses are given below

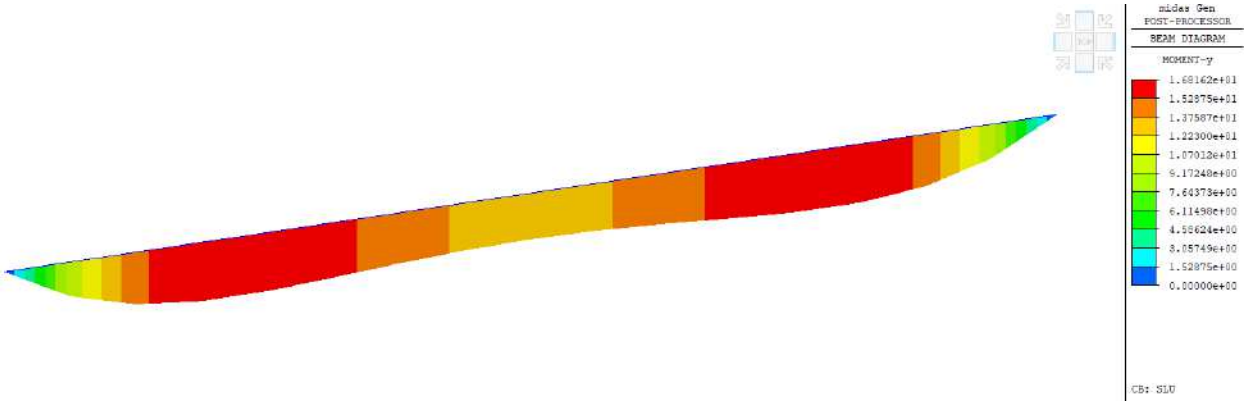


Fig. 3-6 : M SLU [kNm]

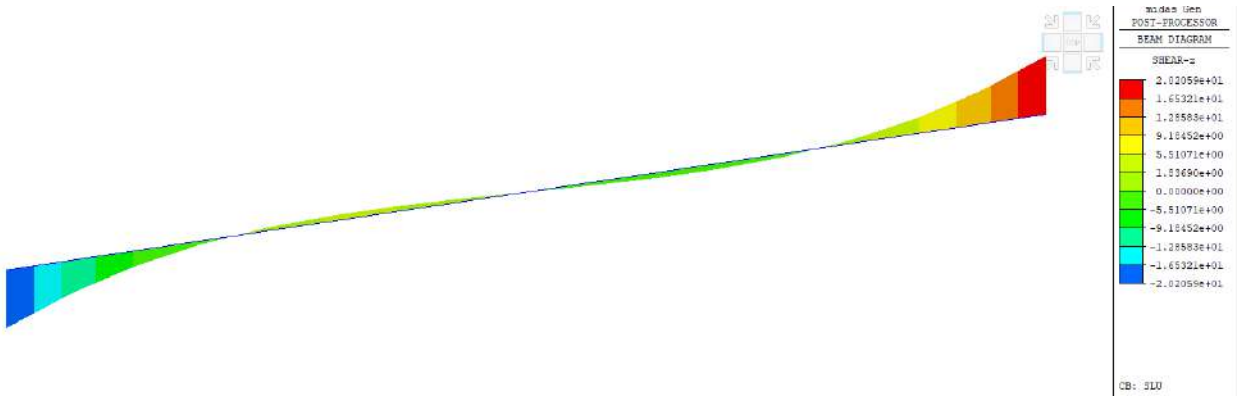


Fig. 3-7 : V SLU [kN]

The reinforcements are shown below. At the plinths, the longitudinal rebar are connected to the foundation plinths by the use of connectors, as shown on the reinforcement drawings.

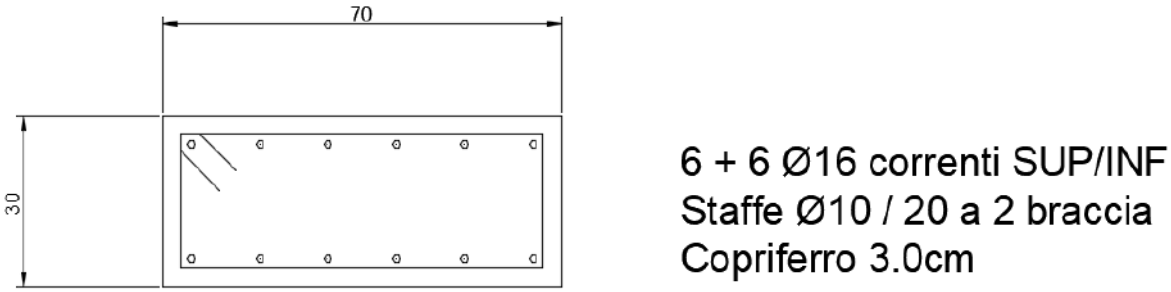


Fig. 3-8 : Ring beam (ground beam) reinforcement

The verifications are given below.

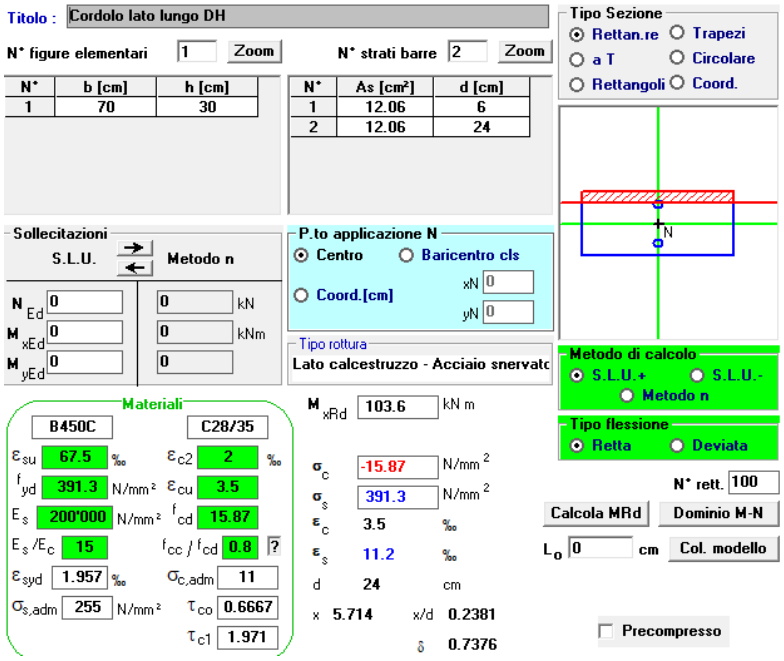


Fig. 3-9 : Bending verification

It is obtained Mrd = 103 kNm > Msd = 16 kNm

Calcestruzzo						
Rck	3.70	kN/cm^2				
fck	3.00	kN/cm^2				
αcc	0.85		riduzione per carichi di lunga durata			
γc	1.50		coeff. Sicurezza materiale			
fcd	1.70	kN/cm^2	resistenza di calcolo			
ν1	0.50					
f 'cd	0.85	kN/cm^2	resistenza di calcolo per verifiche a taglio			
Acciaio						
fyk	45.00	kN/cm^2				
γc	1.15		coeff. Sicurezza materiale			
fyd	39.13	kN/cm^2				
Sezione						
H tot	30.0	cm	altezza totale			
c	6.0	cm	copriferro			
bw	70.0	cm	larghezza minima anima			
d	24.0	cm	h utile			
σ cp	0.00	kN/cm^2	sforzo assiale di compressione se presente			
α cw	1.000		coeff per sezioni compresse			
k	1.913					
As long	8.0	cm^2				
ρ1	0.005					
v min	0.507					
v rd	0.558					
V rd	93.7	kN	Taglio resistente senza armatura			
Azioni						
Vsd SLU	**25.0**	**kN**				
ARMATURA NON NECESSARIA						

A nominal shear reinforcement is inserted in each case.

The reinforcement provided meets the regulation limits as stated above, in fact:

As = 6 Ø 16 = 6 x 2.01 =12.0 cmq > 4.20 cmq = 0.002 x 70 x 30 = 0.2% Ac

NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A02-DATA HALL BUILDING

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	DP	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	DP	MEG

Table of contents

1 INTRODUCTION 4
1.1 SCOPE OF DOCUMENT 4
1.2 SHORT DESCRIPTION OF STRUCTURAL SYSTEMS 4
2 CALCULATION MODEL 5
2.1 STATIC SCHEME 5
2.2 FEM CODE 6
2.3 FEM MODEL CRITERIA 7
2.4 ELEMENTARY LOAD CONDITIONS 9
2.5 LOAD CONDITIONS GENERATED BY SEISMIC ANALYSIS 9
2.6 LOADING CASES (COMBINATIONS OF ALL LOADING CONDITIONS) 10
3 MAIN RESULTS 13
3.1 Seismic analysis (Linear dyinamic analysis) 13
4 GLOBAL CHECKS 24
4.1 Verification of the torsional deformability of the building 24
4.2 Verification of second order effects on slv 25
4.2.1 Verification of SLV displacement 25
4.2.2 Verification of SLD displacement 26
4.2.3 SLE displacement verification with prevaling wind 26
4.2.4 Verification of structural joints 27
5 SAFETY CHECKS OF INDIVIDUAL STRUCTURAL ELEMENTS 28
5.1 Sle and Slu/Slv safety checks 28

5.2 Slc Ductility Tests 28
5.2.1 Sld Resistance Tests 28
6 EXAMINATION OF RESULTS AND CHECKS 28
6.1 Assessment Of The Correctness Of The Model 28
6.2 Reasoned Assessment Of The Acceptability Of The Results 28
7 VERIFICATION OF STRUCTURAL ELEMENTS 29
7.1 Colums 29
7.2 Beams 37
7.2.1 “L” Beams 37
7.2.2 Tee Beams 46
7.2.3 Rectangular beams 58
7.3 Double Tee Beams 69
7.4 Precast panels 72
7.5 Precast stem wall 76

1 INTRODUCTION

1.1 SCOPE OF DOCUMENT

This document summarizes the general calculations carried on for the precast structures of the "DATA HALL" (DH) building.

1.2 SHORT DESCRIPTION OF STRUCTURAL SYSTEMS

- Foundations:
  - Precast columns: foundation on r.c. piles to be cast on site, equipped with corrugated tubes mixed with a "Peikko" type system t and vertical reinforcement bars coming out of the foot of the columns ([1]) to be threaded/ engulfed ([2]) in the foundation;

- Primary vertical structural elements (vertical and seismic load bearing):
  - precast r.c. columns with 70x70cm and 50x70cm sections.

- Roof:
  - primary structure: it is formed by precast beams in **c.a.p**. (Calcestruzzo Armato Precompresso or Presteressed Concrete) with "L" section (height=120 cm, core=40 cm and height=130 cm, core=40 cm) and with "T reverse" section (height=140 cm, core=50 cm and height=160 cm and core 50 cm) mechanically bound to the supports ([3]) by steel bars with improved adhesion B450C or threaded cl. 8.8 inserted ([2]) in corrugated tubes arranged at the top of the columns;
  - secondary structure: it is formed by double T elements in c.a.p., type "TT" (height = 95 cm), connected by the use of complementary concrete casted on the perimeter of the building; the remaining part of the slab is connected punctually by inserts to be welded on site.
- Non-structural construction elements:
  - precast panels in C.A.V. as partition walls, horizontally constructed hanging from the columns and vertically arranged to be supported by the foundation structures and retained to the load bearing structures by appropriate mechanical inserts;
  - **(*)** doors/windows;
  - **(*)** slab cover package/roof package;
  - **(*)** installations and suspended loads.

[1] Connection type “C” [D.M.17/01/2018, Par.7.4.5.2.1 e Tab.7.2.I].

[2] Connection obtained by high performance pourable/expansive cement mortar.

[3] Non-movable connection γ_{Rd} = 1.2 [D.M.17/01/2018, Par.7.4.5.2.1 e Tab.7.2.I].

(*) = Structural and non-structural elements, the specific design of which is not the responsibility of the undersigned, which however have been taken into account in the modelling/design of the building.

2 CALCULATION MODEL

In this paragraph, we explain the static schematizations and calculation models and FEM modeling defined for the structural design of the building analyzed.

2.1 STATIC SCHEME

The structural calculation of the building in question has been set by reference to the following static diagrams:

- foundation structures: foundation plinths on piles, arranged in a moment–resisting layout;
- primary vertical structural elements: isostatic cantilevers restrained at the base;
- secondary vertical structural elements: vertical connecting rods;
- horizontal structural elements: isostatic beams hinged at the ends;
- non-structural construction elements: weights/masses positionated according to schemes;
- Design loads: weights/masses suitably applied according to schemes.

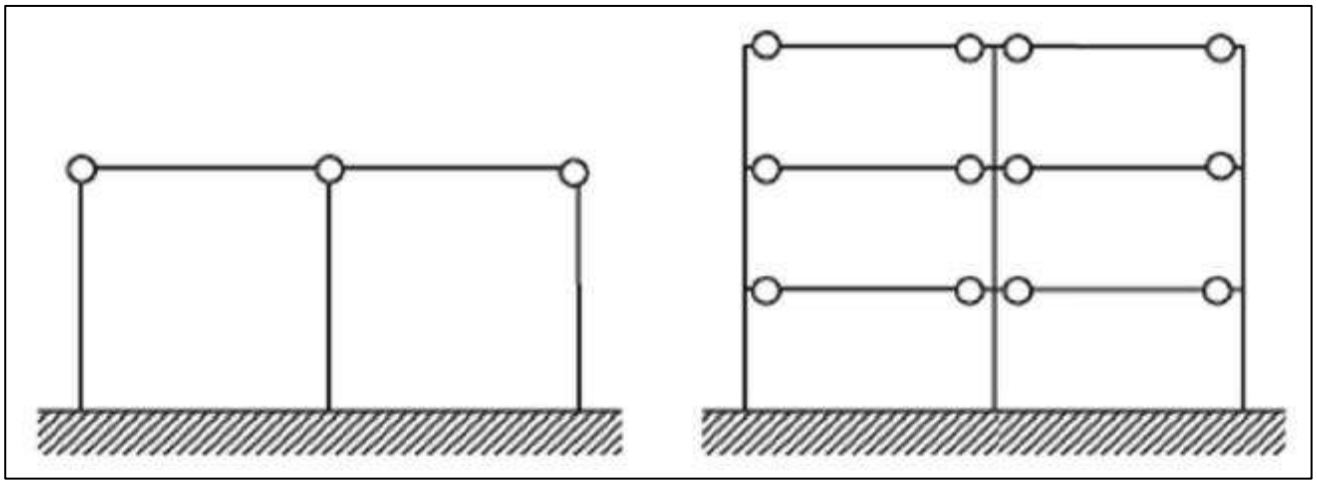


Figure 1 –General scheme for "Precast structures with columns framed at base and floors hinged to them".

2.2 FEM CODE

The following finite element calculation software has been used to calculate the stresses on the structure:

DOLMEN WIN (R), version 18 of 2018, product, distributed and assisted by CDM DOLMEN srl, in Turin, Via Drovetti 9/F.

This computer code is developed in Windows and written using Fortran languages.

It allows the linear elastic analysis of three-dimensional structures with nodes at six degrees of freedom using a finite element solver. The modelable finite elements are beams, with any internal junctions or rotation around its axis, and shells, both rectangular and triangular, having membrane and plate behavior. Loads wich can be applied either to nodes are concentrated forces or torques. Loads wich can be applied to beams are distributed, trapezoidal, concentrated forces, pairs, and thermal distortions. The constraints are provided by the six constants of elastic stiffness. The software allows a detailed analysis of the behavior of the entire structure in the linear elastic field, and is able to take into account the behavior of even complex walls and floors considered with their actual stiffness. You can also choose the degree of refinement of complex element analysis using gradually more detailed meshes

To support the program is provided an extensive user manual containing among other things a wide series of validation tests both on classic examples of Construction Science, both on complex structures and available in the specialized bibliography

The reliability of the calculation code is guaranteed by the existence of extensive supporting documentation, as indicated in the previous paragraph. The presence of a CAD module for data input allows the detailed visualization of the elements introduced. It is also possible to obtain graphic representations of deformations and stresses of the structure. At the end of the processing, the quality of the solution is also evaluated, based on the equality of external work used and energy used in the deformation process.

2.3 FEM MODEL CRITERIA

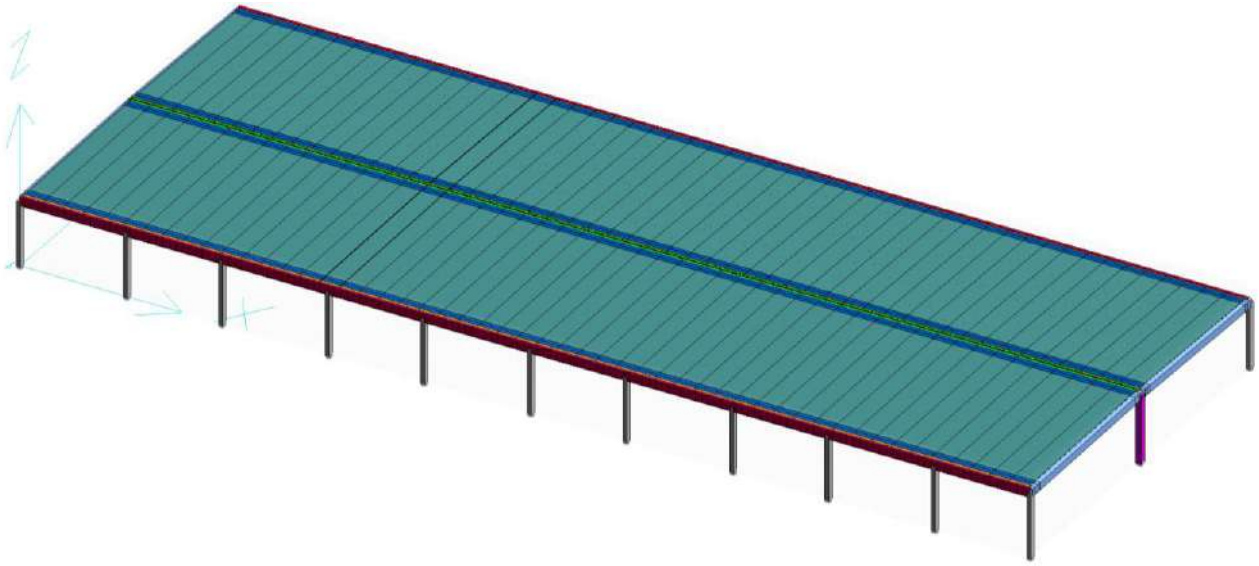


Figure 2. FEM model, solid visualization.

According to the static schematics set out in paragraph **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, the supporting structures of the building in question are analysed using a three-dimensional FEM model, illustrated in the previous figure, developed by reference to the general criteria listed below:

- The columns and the precast beams in c.a.v./c.a.p. have been modeled using one-dimensional finite elements;
- The precast “TT” beams in C.A.P. have been individually modeled using one-dimensional finished elements; the accidental and permanent loads have been applied as a floor load;
- The supplementary casted concrete placed at the edge beams and the plug beams were modeled using two-dimensional "membrane" elements (zero out-plane stiffness);
- the absolute constraints and the relative releases have been punctually defined:
  - precast columns in C.A.V.: absolute joints to the foot (height of connection between the columns and the plinths);
  - precast beams in C.A.P.: flexural and torsional junctions at the ends;
  - precast “TT” beams in C.A.P.: flexural and torsional joints at the;
  - "mobile" type supports: vertical absolute;
- According to NTC2018 (D.M. 17/01/2018, Par.7.2.6), the bending and shearing stiffnesses of the seismic-resistant elements in c.a. have been appropriately reduced (depending on the degree of compression), to take account of cracking in seismic conditions:

- precast columns in C.A.V.: stiffness reduced to 75% both at SLV and SLD([4]);
- beams in C.A.P.: 100% maintained stiffness (these are hinged elements at the ends, which do not collaborate to form a seismic-resistant frame, they do not transfer bending moments to the nodes);

- the seismic zero has been placed at the level of interlocking of the columns in the plinths;
- the loads of the floors were introduced as monodirectional slab loads to result in a load per linear meter along the primary warping elements;
- the non-structural elements have not been modelled but have been introduced as weights/masses appropriately positioned;
- wind action has been simulated as horizontal static action;
- The seismic action was simulated by performing linear dynamic analysis according to current NTC2018 for each of the design spectra.

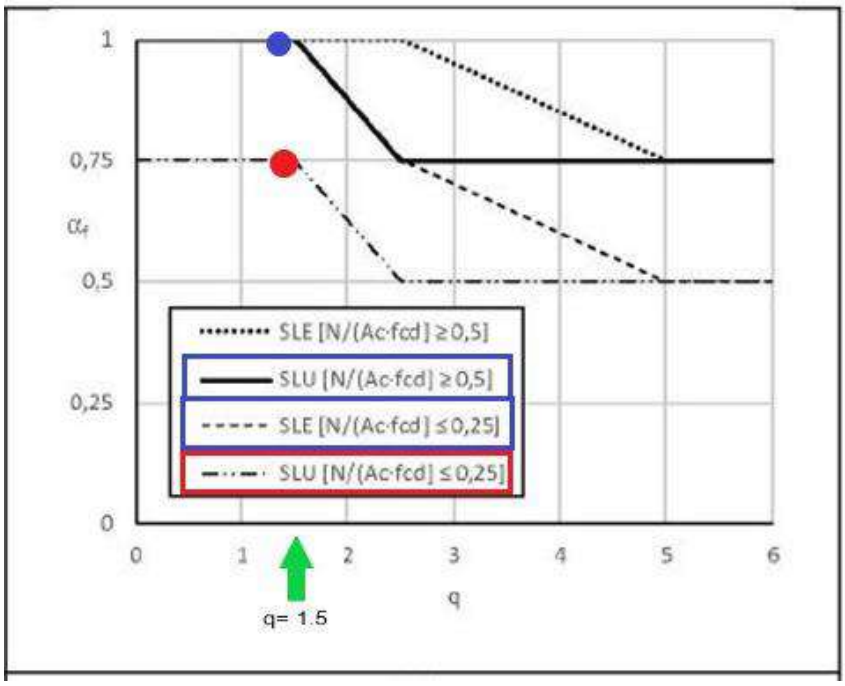


Figure 3. Quantification of elastic stiffness reduction coefficients for seismic-resistant elements in c.a. (Circ.Min. 21/01/2019 n°7, Fig.C7.2.5).

[4] As shown in Figure 3, SLE elastic stiffnesses could be reduced to a lesser extent than SLU; However, considering the SLE's as elastic stiffness in the SLU is conservative because it penalises the SLE checks in terms of travel.

2.4 ELEMENTARY LOAD CONDITIONS

Below are the elementary load conditions defined for FEM analysis.

- 001) Peso_Proprio [Peso proprio]
- 002) Getto_Integrativo [Peso proprio]
- 003) Permanente [Permanente]
- 004) Variabile [Permanente]
- 005) Dilatazioni_termiche [Variazioni Termiche]
- 006) Vento+X [Vento X]
- 007) Vento-X [Vento X]
- 008) Vento+Y [Vento Y]
- 009) Vento-Y [Vento Y]
- 010) Tampo_solo_massa [Altro ...]
- 011) Neve [Neve (<1000m slm)]

2.5 LOAD CONDITIONS GENERATED BY SEISMIC ANALYSIS

Below, the load conditions generated by the seismic analysis are listed, which are in addition to the elementary load conditions listed in the previous paragraph.

It is specified that, among all the modes of vibration calculated by the seismic analysis, only significant eigenvectors have been considered by virtue of the requirements of Ministerial Decree 17/01/2018 Par.7.3.3.1:

- modes of vibration with participating mass greater than 5%;
- number of modes of vibration such that the total participating mass is greater than 85%

- 012) Autovett_001_(X) [Modo proprio X]
- 013) Autovett_001_(Y) [Modo proprio Y]
- 014) Autovett_002_(X) [Modo proprio X]
- 015) Autovett_002_(Y) [Modo proprio Y]
- 016) Autovett_003_(X) [Modo proprio X]
- 017) Autovett_003_(Y) [Modo proprio Y]
- 018) Autovett_004_(X) [Modo proprio X]
- 019) Autovett_004_(Y) [Modo proprio Y]
- 020) Autovett_005_(X) [Modo proprio X]
- 021) Autovett_005_(Y) [Modo proprio Y]
- 022) Autovett_006_(X) [Modo proprio X]
- 023) Autovett_006_(Y) [Modo proprio Y]
- 024) Sisma_X [Sisma X SLU (st lin)]
- 025) Sisma_Y [Sisma Y SLU (st lin)]
- 026) Torcente_add._X [Torcente addiz X SLU]
- 027) Torcente_add._Y [Torcente addiz Y SLU]

2.6 LOADING CASES (COMBINATIONS OF ALL LOADING CONDITIONS)

Below, we list the load cases, that is, the combinations of all the loading conditions that must be taken into account in accordance with current regulations.

Tabella 1. Description of load cases (combinations of elementary and seismic load conditions).

n° CASO	n° sestetti	Descrizione	Tipo di combinazione	Descrizione per esteso
1	2	*SLU A1_1*	**SLU, fundamental combination**	Characteristic loads amplified by partial coefficients for actions "A1" [D.M. 17/**01**/2018, Tab.2.6.I]. Main horizontal action: **THERMAL EXPANSION**
2	2	*SLU A1_2*		
3	2	*SLU A1_3*		
4	2	*SLU A1_4*		
5	2	*SLU A1_5*		Characteristic loads amplified by partial coefficients for actions "A1" [D.M. 17/**01**/2018, Tab.2.6.I]. Main horizontal action: **WIND**
6	2	*SLU A1_6*		
7	2	*SLU A1_7*		
8	2	*SLU A1_8*		
9	2	*SLE rara_1*	**SLE, rare combination**	Unamplified characteristic loads. Main horizontal action: **THERMAL EXPANSION**
10	2	*SLE rara_2*		
11	2	*SLE rara_3*		
12	2	*SLE rara_4*		
13	2	*SLE rara_5*		Unamplified characteristic loads. Main horizontal action: **WIND**
14	2	*SLE rara_6*		
15	2	*SLE rara_7*		
16	2	*SLE rara_8*		
17	1	*SISMA SLV X*	**SLV seismic action effects**	CQC combination of computed eigenvectors with SLV design spectrum
18	1	*SISMA SLV Y*		
19	16	*SLV con sisma in X principale*	**SLV seismic combinations**	SLV seismic action effects, amplified if necessary by 1/**(1-θ)** [D.M. 17/01/2018, Par.7.3.1], then combined with the concomitant vertical loads by seismic combination
20	16	*SLV con sisma in Y principale*		
21	16	*SLD con sisma in X principale*	**SLD seismic combinations**	SLD seismic action effects (derived by reducing SLV effects by an appropriate scale factor, calculated as the ratio of SLD to SLV design spectra) combined with concomitant vertical loads from seismic combination
22	16	*SLD con sisma in Y principale*		
23	16	*SLV PER FONDAZIONI con sisma in X principale*	**SLV * γ_{RD}=1.1 SLV seismic combinations for foundations**	SLV seismic action effects, amplified if necessary by 1/(1-θ) [D.M. 17/01/2018, Par.7.3.1], further amplified by Rd = 1.1 [D.M. 17/01/2018, Par.7.2.5], then combined with concurrent vertical loads from seismic combination
24	**16**	*SLV PER FONDAZIONI con sisma in Y principale*		

In the following, we report the load cases implemented in the FEM calculation software in consistency with what is described qualitatively in the previous table:

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE					CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.	
1	SLU STR A1_T V+x	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+			
				2	Getto_integrativo	1.300	+			
				3	Permanenti	1.500	+			
				5	Vento_+X	.900	+			
				10	Neve	.750	+			
				9	Tamponamenti	1.500	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-			
2	SLU STR A1_T V-x	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+			
				2	Getto_integrativo	1.300	+			
				3	Permanenti	1.500	+			
				6	Vento_-X	.900	+			
				10	Neve	.750	+			
				9	Tamponamenti	1.500	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-			
3	SLU STR A1_T V+y	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+			
				2	Getto_integrativo	1.300	+			
				3	Permanenti	1.500	+			
				7	Vento_+Y	.900	+			
				10	Neve	.750	+			
				9	Tamponamenti	1.500	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-			
4	SLU STR A1_T V-y	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+			
				2	Getto_integrativo	1.300	+			
				3	Permanenti	1.500	+			
				9	Tamponamenti	1.500	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-			
				8	Vento_-Y	.900	+			
				10	Neve	.750	+			
5	SLU STR A1_V+x T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+			
				2	Getto_integrativo	1.300	+			
				3	Permanenti	1.500	+			
				5	Vento_+X	1.500	+			
				10	Neve	1.500	+			
				9	Tamponamenti	1.500	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-			
6	SLU STR A1_V-x T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+			
				2	Getto_integrativo	1.300	+			
				3	Permanenti	1.500	+			
				6	Vento_-X	1.500	+			
				10	Neve	1.500	+			
				9	Tamponamenti	1.500	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-			
7	SLU STR A1_V+y T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+			
				2	Getto_integrativo	1.300	+			
				3	Permanenti	1.500	+			
				7	Vento_+Y	1.500	+			
				10	Neve	1.500	+			
				9	Tamponamenti	1.500	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-			
8	SLU STR A1_V-y T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+			
				2	Getto_integrativo	1.300	+			
				3	Permanenti	1.500	+			
				8	Vento_-Y	1.500	+			
				10	Neve	1.500	+			
				9	Tamponamenti	1.500	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-			
9	SLE rara_T V+x	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+			
				2	Getto_integrativo	1.000	+			
				3	Permanenti	1.000	+			
				5	Vento_+X	.600	+			
				10	Neve	.500	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-			
10	SLE rara_T V-x	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+			
				2	Getto_integrativo	1.000	+			
				3	Permanenti	1.000	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-			
				6	Vento_-X	.600	+			
				10	Neve	.500	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
11	SLE rara_T V+y	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+			
				2	Getto_integrativo	1.000	+			
				3	Permanenti	1.000	+			
				7	Vento_+Y	.600	+			
				10	Neve	.500	+			
				9	Tamponamenti	1.000	+			
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-			
12	SLE rara_T V-y	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+			
				2	Getto_integrativo	1.000	+			
				3	Permanenti	1.000	+			
				8	Vento_-Y	.600	+			
				10	Neve	.500	+			

					9	Tamponamenti	1.000	+			
					4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-			
13	SLE rara_V+x T	RARA	somma		1	Peso_proprio	1.000	+			
					2	Getto_integrativo	1.000	+			
					3	Permanenti	1.000	+			
					5	Vento_+X	1.000	+			
					10	Neve	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			
					4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-			
14	SLE rara_V-x T	RARA	somma		1	Peso_proprio	1.000	+			
					2	Getto_integrativo	1.000	+			
					3	Permanenti	1.000	+			
					6	Vento_-X	1.000	+			
					10	Neve	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			
					4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-			
15	SLE rara_V+y T	RARA	somma		1	Peso_proprio	1.000	+			
					2	Getto_integrativo	1.000	+			
					3	Permanenti	1.000	+			
					7	Vento_+Y	1.000	+			
					10	Neve	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			
					4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-			
16	SLE rara_V-y T	RARA	somma		1	Peso_proprio	1.000	+			
					2	Getto_integrativo	1.000	+			
					3	Permanenti	1.000	+			
					8	Vento_-Y	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			
					10	Neve	1.000	+			
					4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-			
17	SISMAX SLU	NONUT	somma		12	Sisma_X	1.000	+/-			
					14	Torcente_add._X	1.000	+/-			
18	SISMAY SLU	NONUT	somma		13	Sisma_Y	1.000	+/-			
					15	Torcente_add._Y	1.000	+/-			
19	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma		1	Peso_proprio	1.000	+	17	1.214	
					2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.343	
					3	Permanenti	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			
20	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma		1	Peso_proprio	1.000	+	18	1.145	
					2	Getto_integrativo	1.000	+	17	.364	
					3	Permanenti	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			
21	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma		1	Peso_proprio	1.000	+	17	.438	
					2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.116	
					3	Permanenti	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			
22	SLD con SISMAY PRINC	SLD	somma		1	Peso_proprio	1.000	+	17	.131	
					2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.387	
					3	Permanenti	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			
23	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma		1	Peso_proprio	1.000	+	17	1.335	
					2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.377	
					3	Permanenti	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			
24	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma		1	Peso_proprio	1.000	+	18	1.259	
					2	Getto_integrativo	1.000	+	17	.400	
					3	Permanenti	1.000	+			
					9	Tamponamenti	1.000	+			

3 MAIN RESULTS

The following paragraphs show the results obtained through the finite element modeling conducted for the building under examination.

3.1 SEISMIC ANALYSIS (LINEAR DYINAMIC ANALYSIS)

Below, the most significant results of the seismic analysis (linear dynamic analysis), conducted considering the seismic masses referred to in the load combination, illustrated in the previous discussion, are reported.

```
ANALISI DINAMICA                                  lavoro :\COMDH3

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
Assi di vibrazione:   X   Y
Combinazione quadratica completa (CQC)


DATI PROGETTO

Edificio  sito in località  NOVIGLIO ( long. 9.069   lat. 45.357500 )

Categoria del suolo di fondazione  = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500

Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000

S   =  1.500

Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni

Coefficiente d'uso CU           = 1.5

Periodo di riferimento VR       = 75.0

PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %

Tempo di ritorno                = 711

Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0


Valori risultanti per :
ag  0.531  [g/10]
Fo  2.676
TC* 0.291


Fattore di comportamento q         = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.387


CONDIZIONI DI RIFERIMENTO   COEFFICIENTE       PESO RISULTANTE
                                                      [kN]
                1.                 1.000           39687.957
                2.                 1.000               0.000
```

3.	1.000	17902.246
9.	1.000	7372.613
11.	1.000	2769.712

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA %X	%Y	%Z
1	1.958445	99.991	0.000	0.000
2	1.646832	0.000	85.523	0.000
3	1.639911	0.000	14.450	0.000
	MASSA TOTALE	99.991	99.973	0.000

The following images show the deformations corresponding to the main vibration modes.

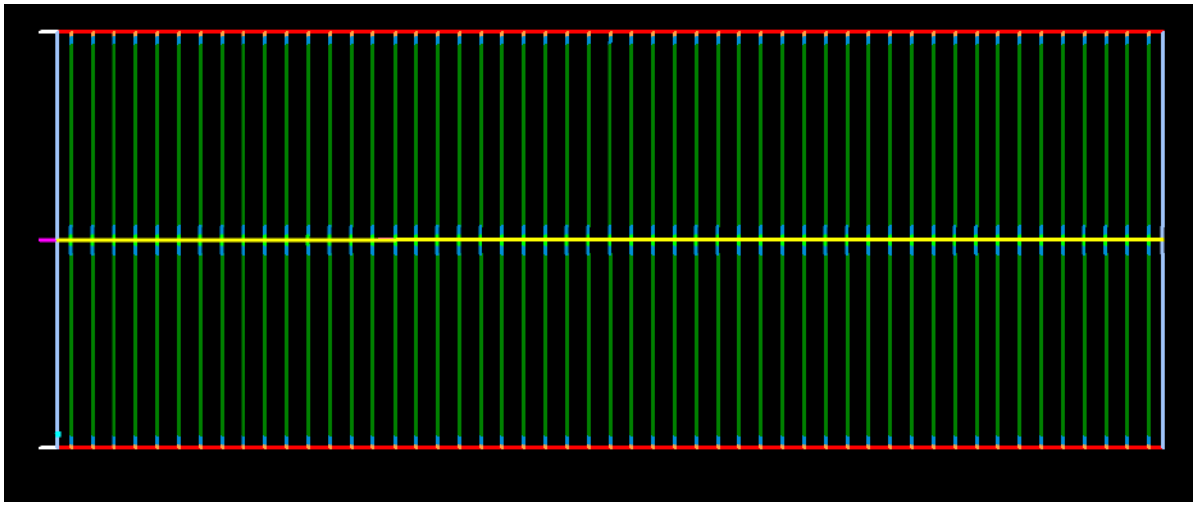


Figure 4 – Deformed relative to the first mode of vibration (Top view)) – T=1.958445 s.

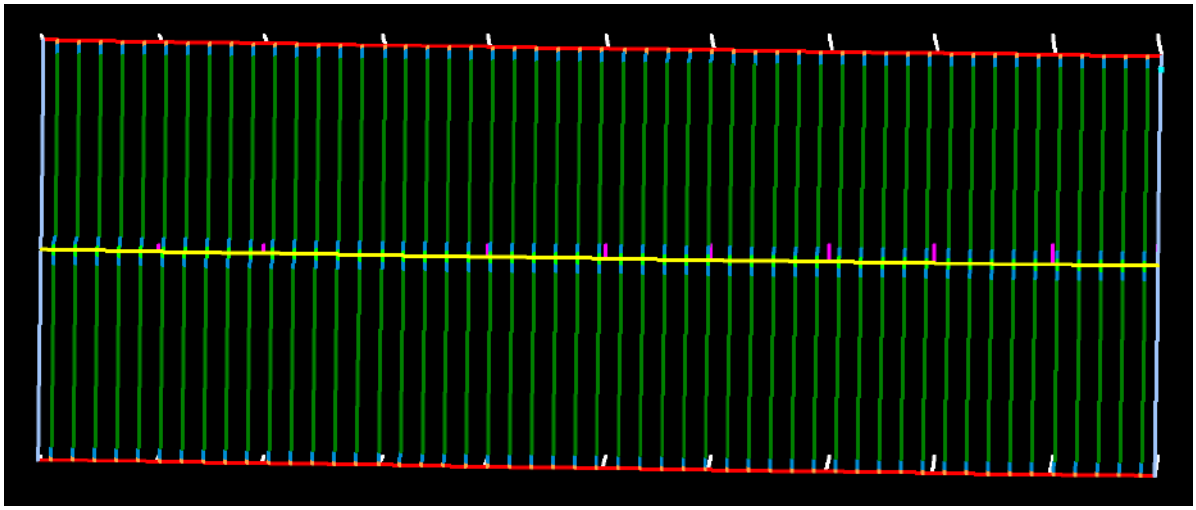


Figure 5 – Deformed relative to the second mode of vibration (seen from above) – T=1.646832 s.

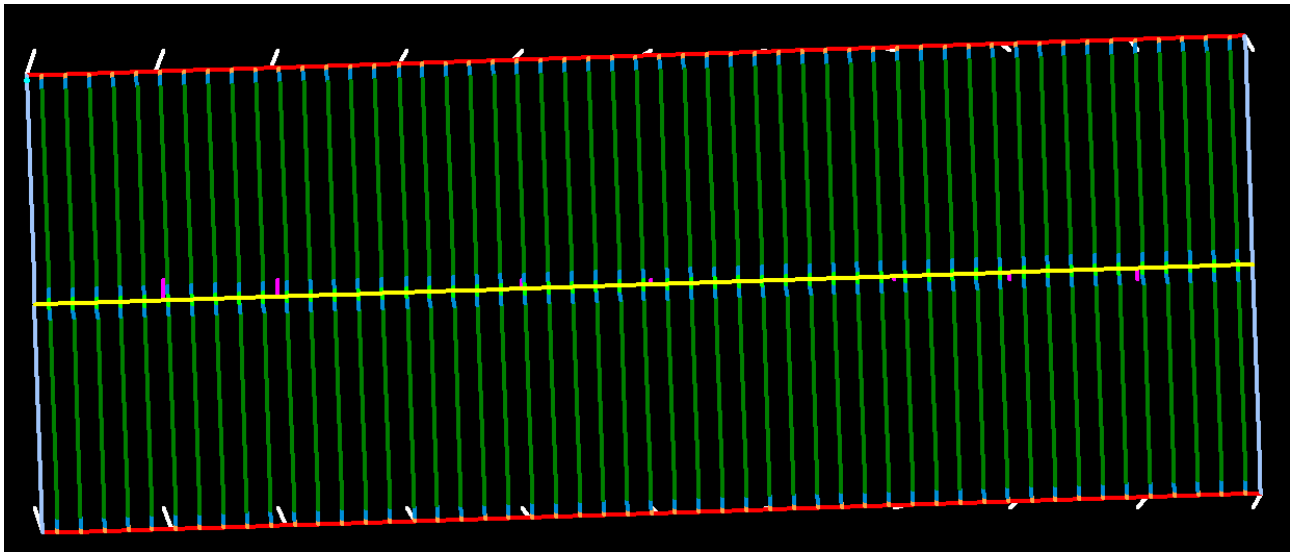
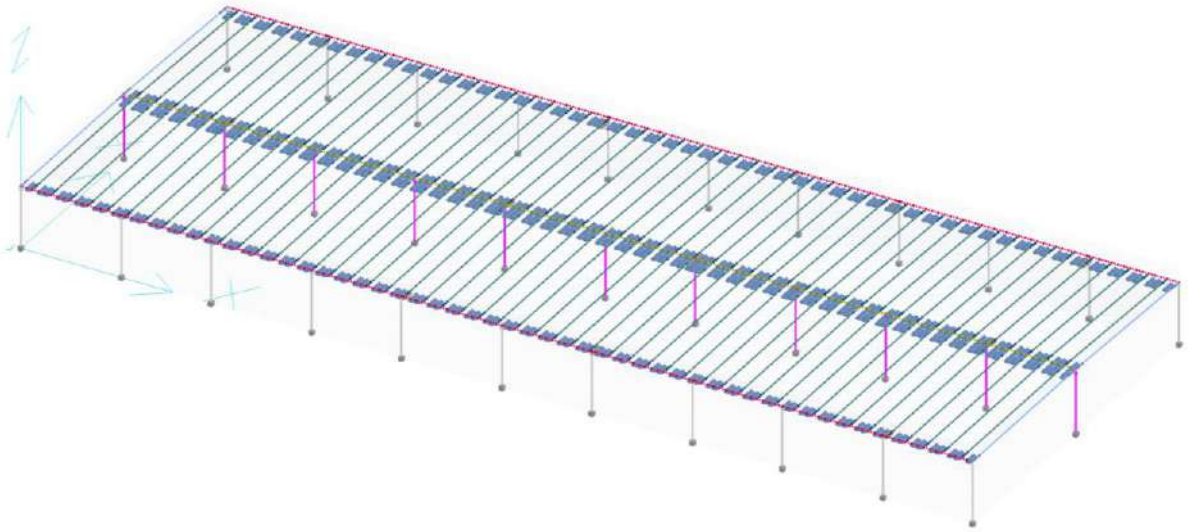


Figure 6 – Deformed relative to the third way of vibrating (seen from above) – T=1.639911 s.

The following images show the stresses obtained from the implemented calculation model.



FEM model: overall ("wireframe" display mode).

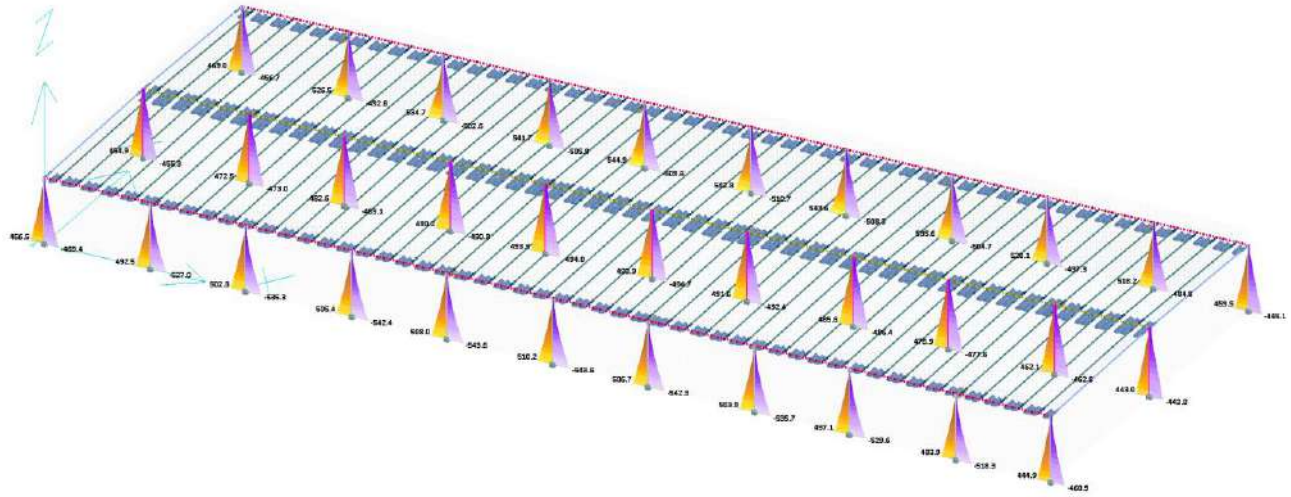


Figure 7 – Bending moments Mxx SLU.

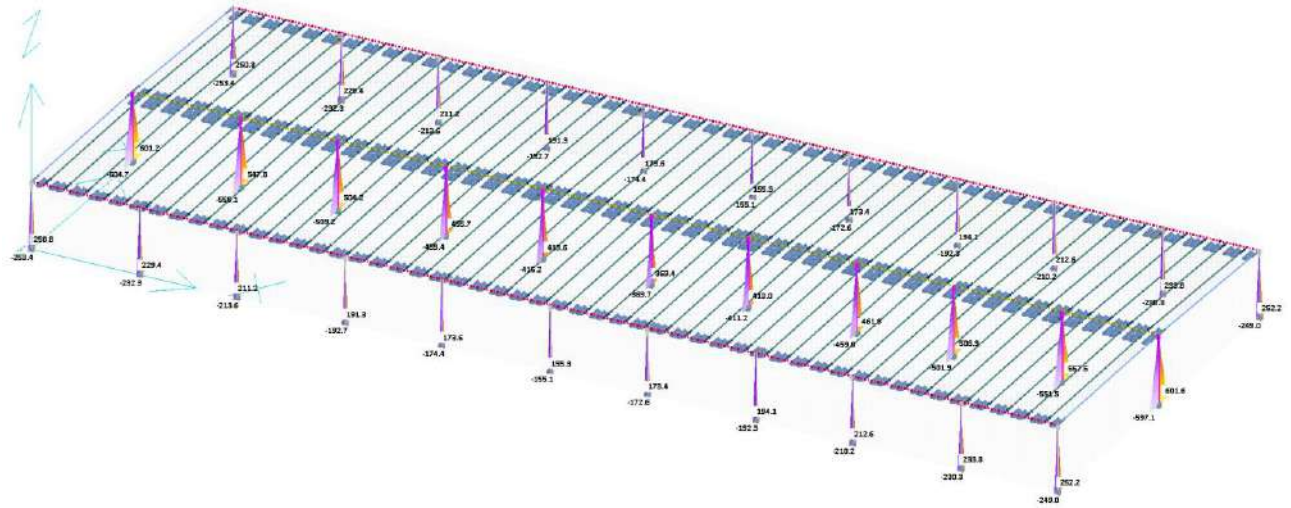


Figure 8 – Bending moments Myy SLU.

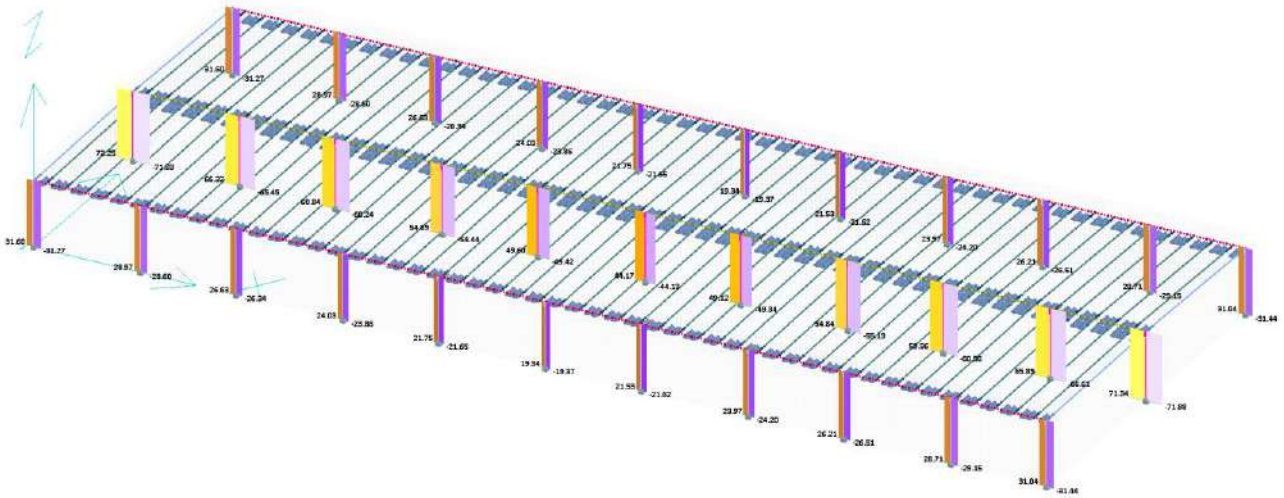


Figure 9 – Shear force Tx SLU.

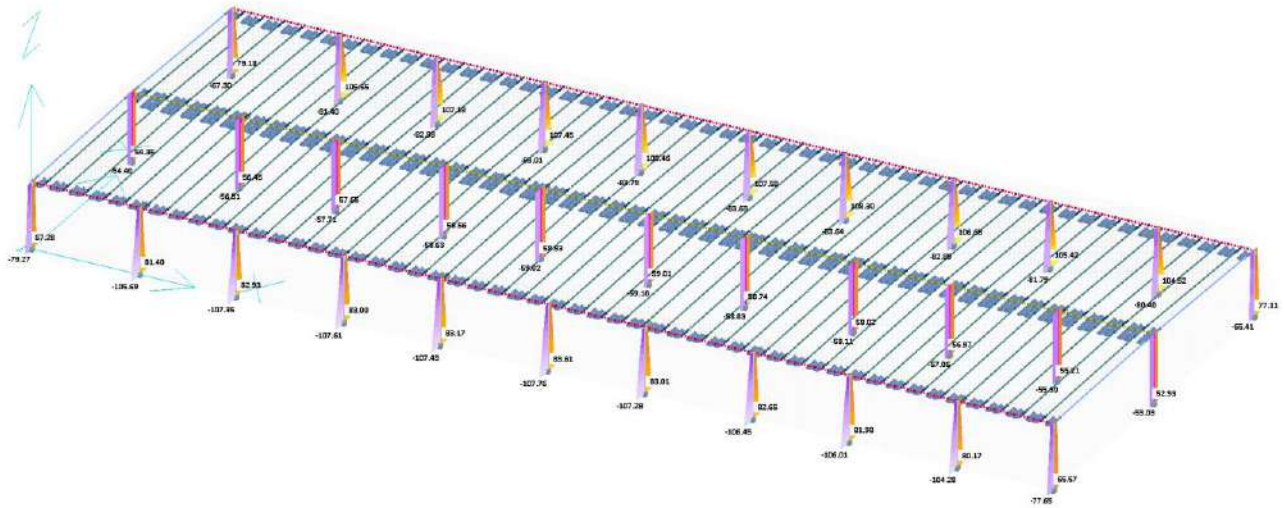


Figure 10 – Shear force Ty SLU.

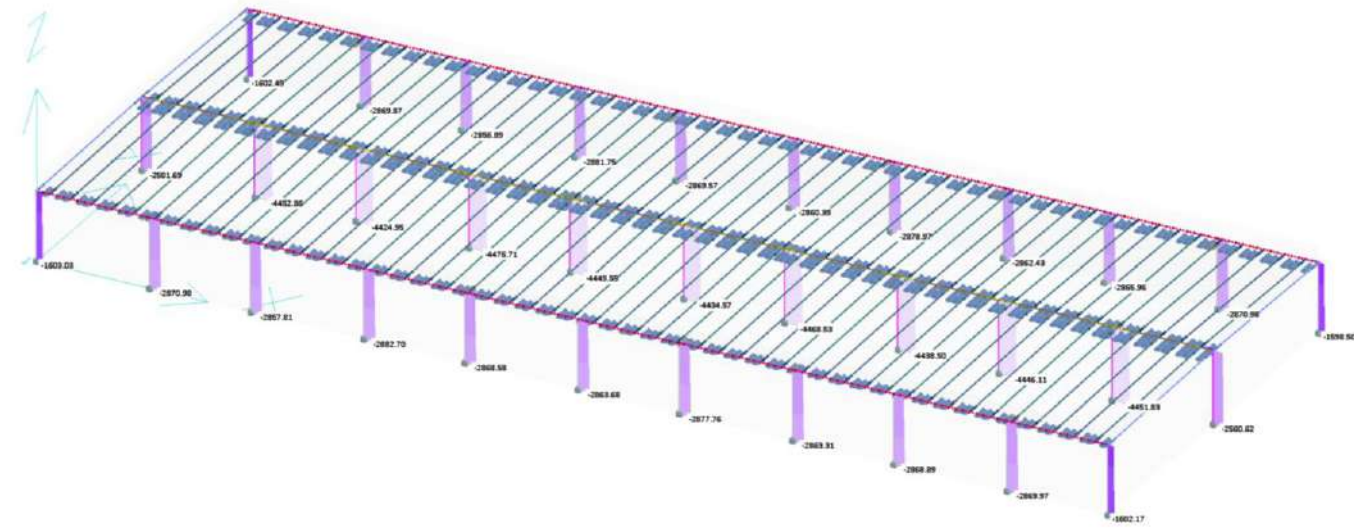


Figure 11 – Axial action N SLU.

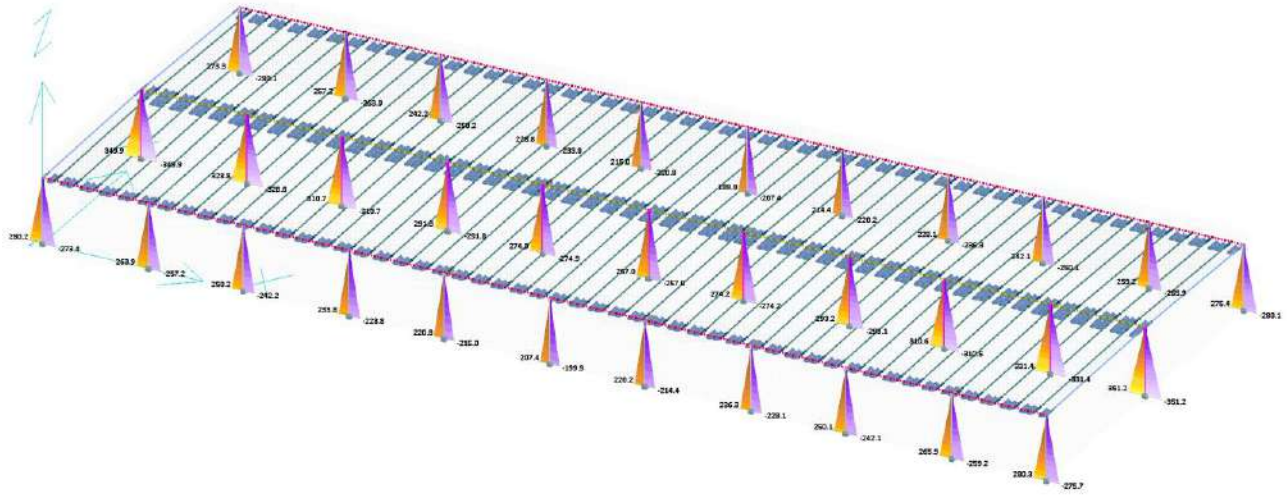


Figure 12 – Mxx SLV moments with main SISMA X.

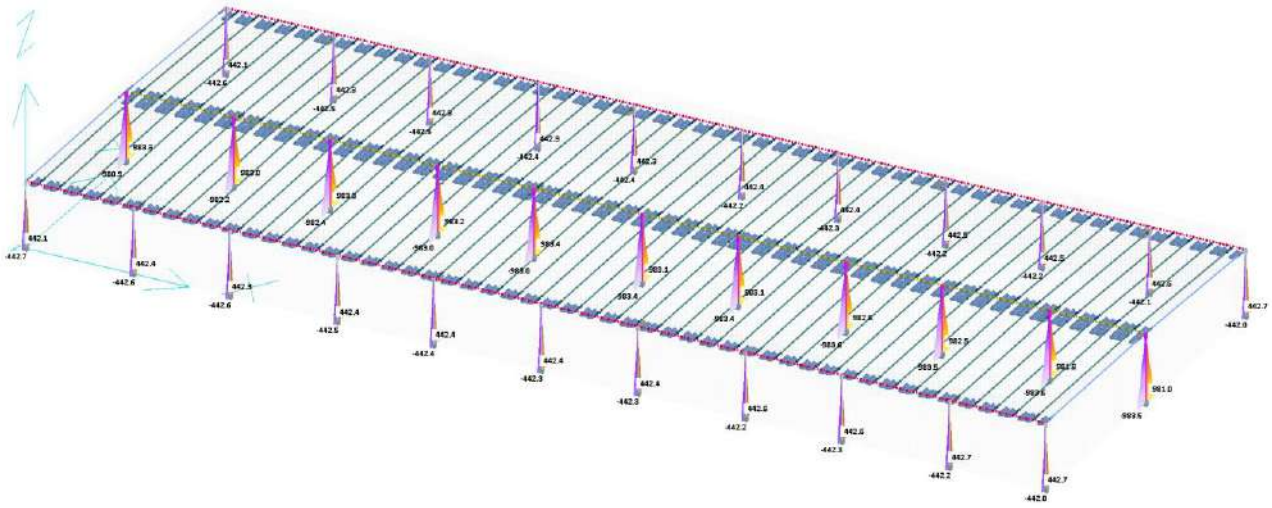


Figure 13 – Myy SLV moments with main SISMA X.

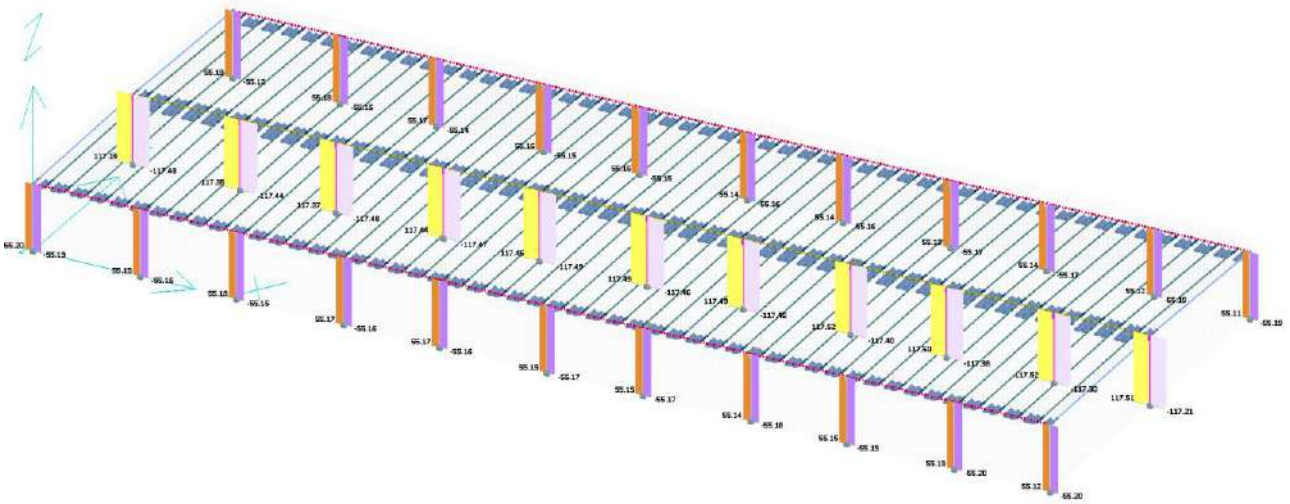


Figure 14 – Tx SLV shear force with main SISMA X..

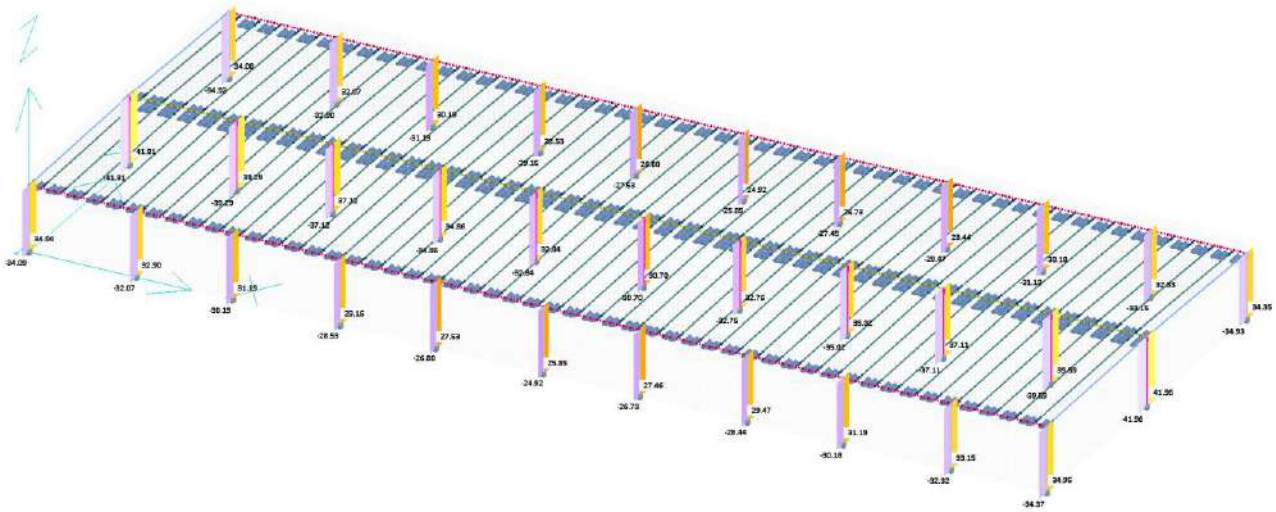


Figure 15 – Ty SLV shear force with main SISMA X.

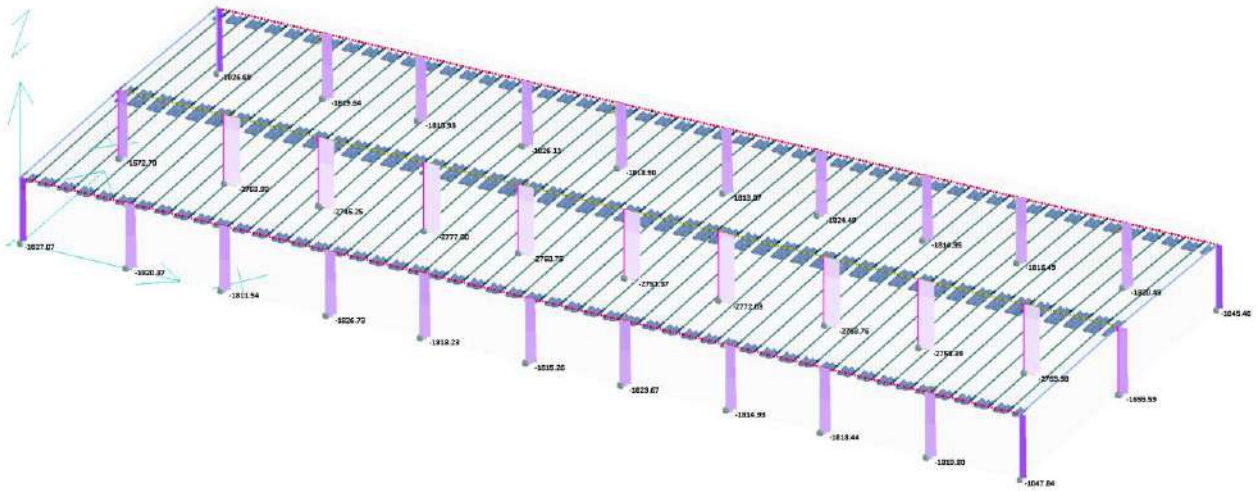


Figure 16 – N SLV Axial action with main SISMA X.

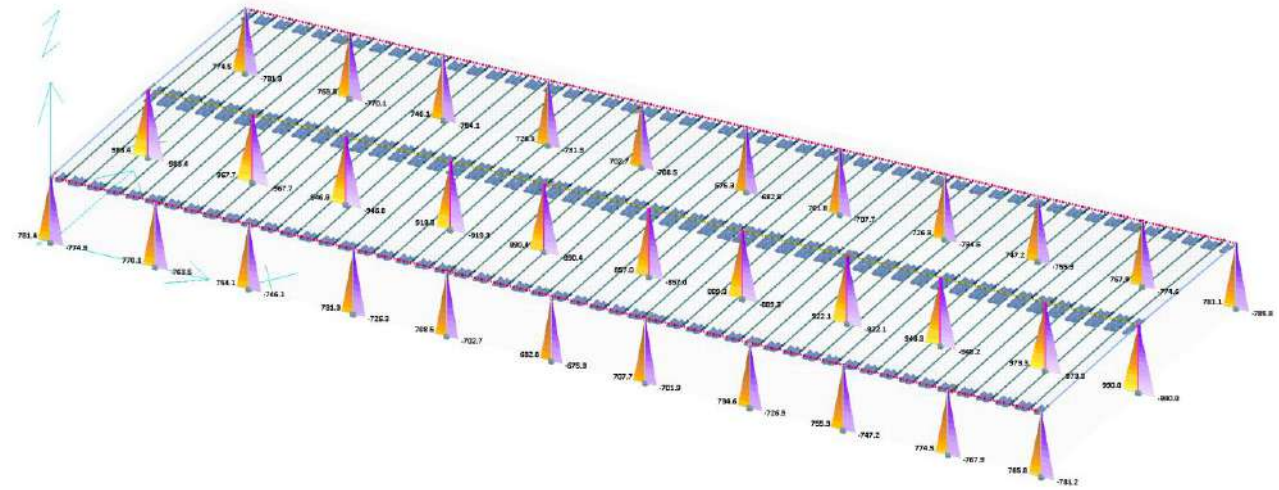


Figure 17 – Mxx SLV moments with main SISMA Y.

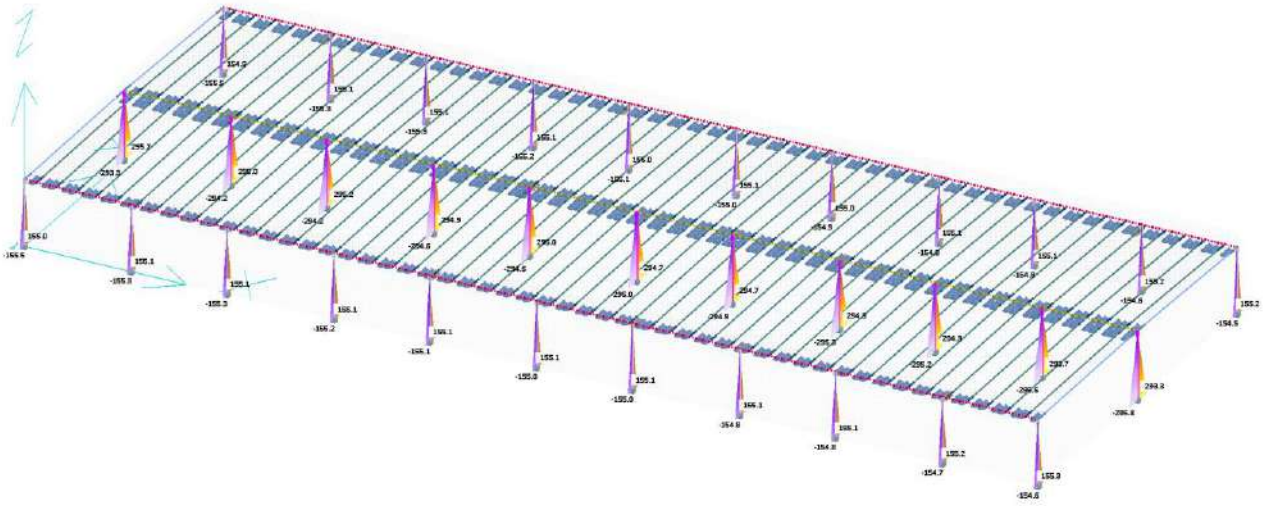


Figure 18 – Myy SLV moments with main SISMA Y.

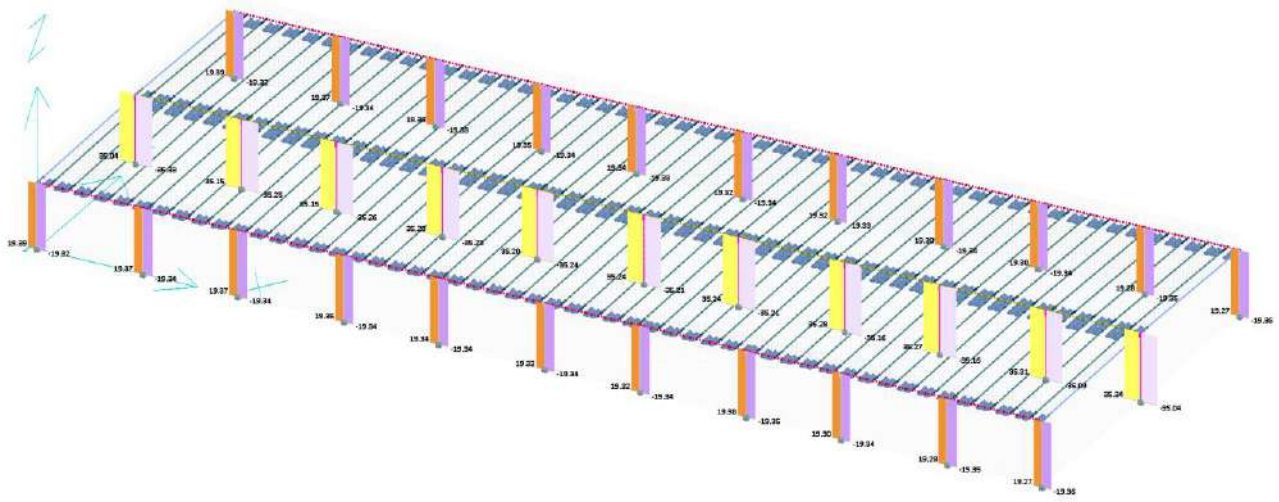


Figure 19 – Tx SLV shear force with main SISMA Y

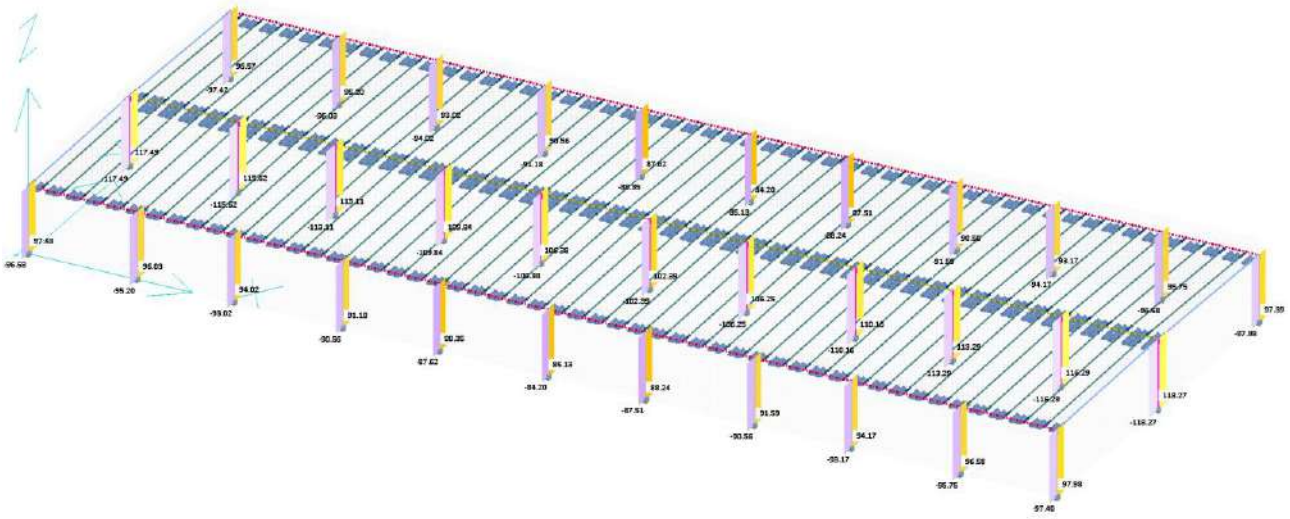


Figure 20 – Ty SLV shear force with main SISMA Y.

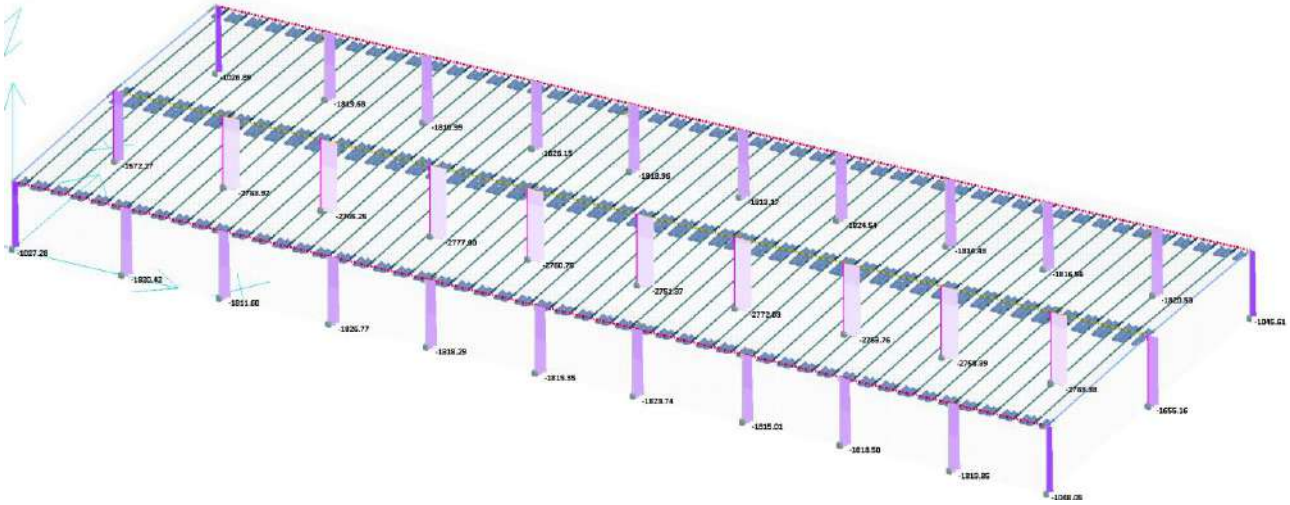


Figure 21 – N SLV Axial action with main SISMA Y.

The actions at the base of the columns are always equal to or lower than those considered in the geotechnical report for the verification of the piles and subsidence. The correctness of the relevant checks is therefore confirmed.

4 GLOBAL CHECKS

4.1 VERIFICATION OF THE TORSIONAL DEFORMABILITY OF THE BUILDING

Below, we report the verification of the torsional stiffness of the building in accordance with the criteria referred to in D.M. 14/01/2008 Par.7.4.3.1.

Altituded of the plan	8.370	[m]
Stifness KX (/1000)	68.512	[kN/m]
Stifness KY (/1000)	95.084	[kN/m]
Stifness Ktors (/1e6)	144.5719	[kNm]
Xk (center stifness)	61.874	[m]
Yk (center stifness)	23.100	[m]
Xg (centre of gravity)	61.953	[m]
Yg (centre of gravity)	23.096	[m]
Size X	123.00	[m]
Size Y	46.20	[m]
Radius stifness (rx)	38.99	[m]
Radius stifness (ry)	45.94	[m]
Radius of inertia (ls)	37.93	[m]
MIN(rx , ry) / ls	1.0281	ok (> 1)

The results show that the building in question is NOT torsionally deformable as defined in D.M. 14/01/2008, Par.7.4.3.1, therefore the definition of the limiting behaviour factor (cf. Section 4.2.1) can be considered correct.

4.2 VERIFICATION OF SECOND ORDER EFFECTS ON SLV

Verification carried out by the calculation software in accordance with D.G.R. 11/07/2014, No 2129, Eq.7.3.2

```
Altituded of the plan |    8.370 |[m]
Stifness KX  (/1000)  |   68.512 |[kN/m]
Stifness KY (/1000)   |   95.084 |[kN/m]

Stifness Ktors (/1e6) | 144.5719 |[kNm]

2° order (theta X)    |    17.63 |[%] > 10% !!!!
2° order (theta Y)    |    12.70 |[%] > 10% !!!!
```

From the results obtained, it is clear that for the building in question the effects of the second order are significant both in the Y direction and in the X direction, therefore, the effects of the seismic action SLV must be amplified in both directions by the following factors:

$$\frac{1}{1-\theta_x} = 1.214$$
$$\frac{1}{1-\theta_y} = 1.145$$

4.2.1 Verification of SLV displacement

Below, we report the displacements of the structure in seismic conditions SLV:

VERIFICATION S.L.V. DISPLACEMENT (NTC 7.3.3.3)

Factor Mud = 1.500

Altitude [m]	DX max [m]	node	DY max [m]	node
8.0200	0.04853512	5797	0.06829745	10028

4.2.2 Verification of SLD displacement

The limit displacement for the limit state in question was assumed to be 0.25% of the structural interplane heights.

VERIFICATION OF OPERATING SEISMIC DISPLACEMENTS (NTC 7.3.6.1)

Interplane limit displacement = 0.25% height

CASE n. 21 - SLD with SISMAX PRINC:

Zinf [m]	Zsup [m]	h [m]	disp .max [m]	%h	node	sest.	ver.
0.0000	8.0200	8.0200	0.01448143	0.181	5762	6	YES

CASE n. 22 - SLD with SISMAY PRINC:

Zinf [m]	Zsup [m]	h [m]	disp .max [m]	%h	node	sest.	ver.
0.0000	8.0200	8.0200	0.01645678	0.205	5762	6	YES

4.2.3 SLE displacement verification with prevaling wind

Here are the maximum displacements in operation due to the action of the wind:

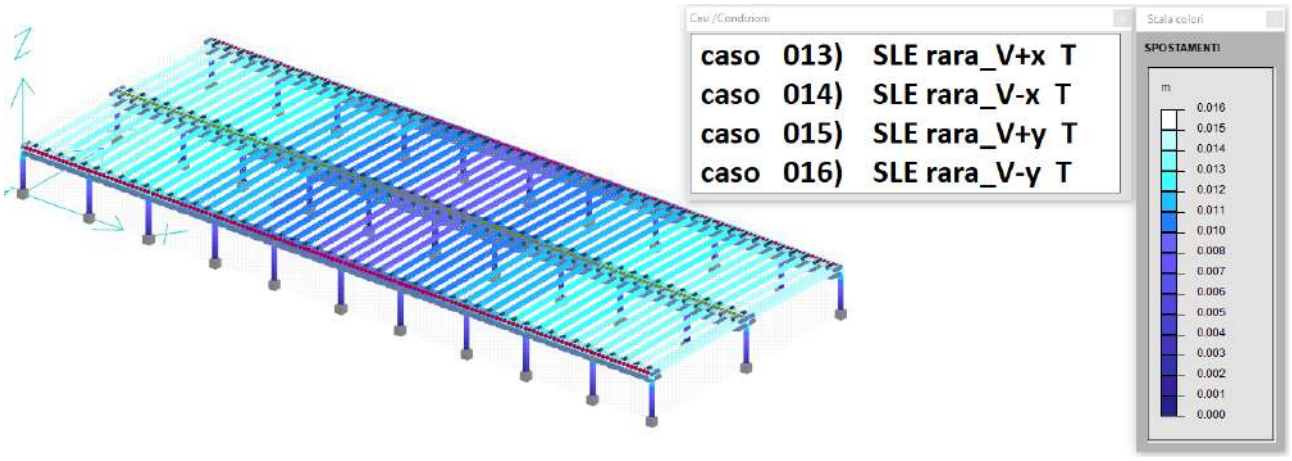


Figure 22 – Maximum X drift in operation

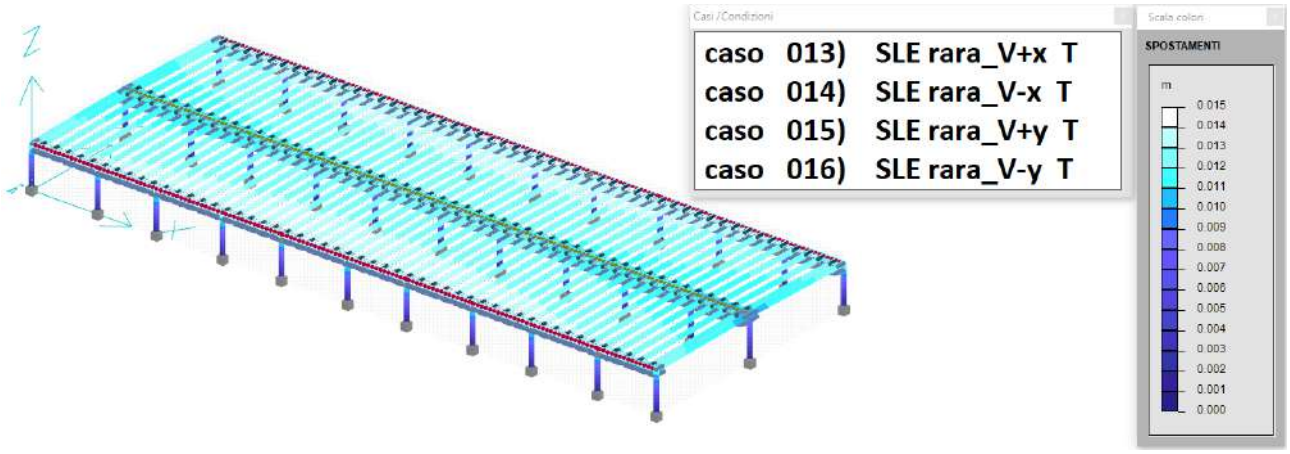


Figure 23 - Maximum Y drift in operation

The maximum absolute displacements due to the action of the wind in operation are equal to 16mm. The maximum displacement accepted by the Client is 0.25% (1/400) of the height of the building.

$$\delta = \frac{\max(\Delta x_{max}; \Delta y_{max})}{h} = \frac{0.016m}{8.02m} = 0.20\% < 0.25\%$$

4.2.4 Verification of structural joints

Structural joints are made between the following buildings:

- Data Hall 1 and Data Hall 2: width 10cm
- Data Hall 2 and Support Building: width 10cm

The following drift occur:

$\Delta x_{DH1} + \Delta x_{DH2} = 4.85cm + 4.85cm = 9.70cm < 10cm$
$\Delta x_{DH2} + \Delta y_{SB} = 4.85cm + 3.45cm = 8.30cm < 10cm$

5 SAFETY CHECKS OF INDIVIDUAL STRUCTURAL ELEMENTS

5.1 SIe and SIu/SIv safety checks

SLE and SLU/SLV safety checks of individual structural elements are reported in this report to the §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**.

5.2 SIc Ductility Tests

The SLC ductility checks of the individual vertical seismic-resistant structural elements are reported in this report to the §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**.

5.2.1 SId Resistance Tests

Since the building in question is in Use Class III, it would be mandatory to conduct resistance checks of the structural elements seismic-resistant also to SLD (Par.7.3.6).; specifically, it is prescribed to conduct such verifications using the reduced elastic SLD response spectrum by a "q" behaviour factor in the range 1.00÷1.50.

In the present case, this safety check is automatically satisfied; therefore, in order to avoid redundancies, it was considered reasonable not to conduct it explicitly.

Consider in fact that the ratio between elastic spectra SLV and SLD is, for the present case and the own periods of interest (T1=1.958 s), equal to about 2.70; it follows that the stresses to the SLV with q=1.50 are obviously heavier than those to the SLD with q = 1.00:

$$\frac{SLV\ PROJECTS\ EFFECTS}{SLD\ PROJECT\ EFFECTS} = \left[\frac{2.70\ x\ SLD}{q = 1.50}\right]_{SLV} \div \left[\frac{SLD}{q = 1.00}\right]_{SLD} = 1.80 \gg 1$$

6 EXAMINATION OF RESULTS AND CHECKS

6.1 Assessment Of The Correctness Of The Model

The defined calculation model is to be considered appropriate because no lability has been found, the constraint reactions balance the applied loads, the symmetry of loads and structure gives rise to symmetrical stresses.

6.2 Reasoned Assessment Of The Acceptability Of The Results

The critical analysis of results and control parameters, as well as the comparison with rough calculations performed manually, leads to confirm the validity of the results obtained.

7 VERIFICATION OF STRUCTURAL ELEMENTS

7.1 Colums

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SCP 50x70 Joint R6
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A2 - Sezione di base

GEOMETRIA : Larghezza sezione : b_X = 50 cm; Altezza sezione : b_Y = 70 cm

ARM. LONGITUDINALE :

- Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 20	± 30	Si

- Ferri al centro:

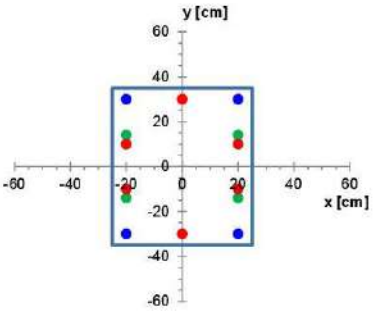
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	22	7.60	± 0	± 30	Si
4	22	15.21	± 20	± 10	Si

- Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 20	± 14	No
4	0	0.00	± 0	± 0	No

- Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM30	5.61	± 20	± 30
2	22	7.60	± 0	± 30
4	22	15.21	± 20	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**1.87%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	3	8	16
(nel resto del pilastro)	4	3	8	24

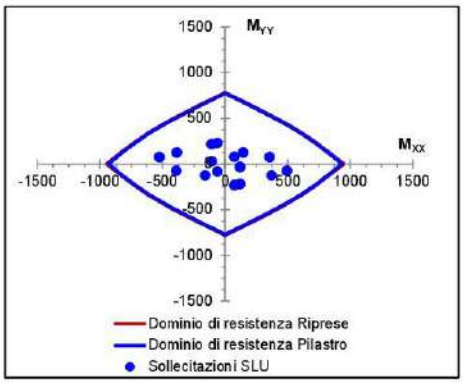
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

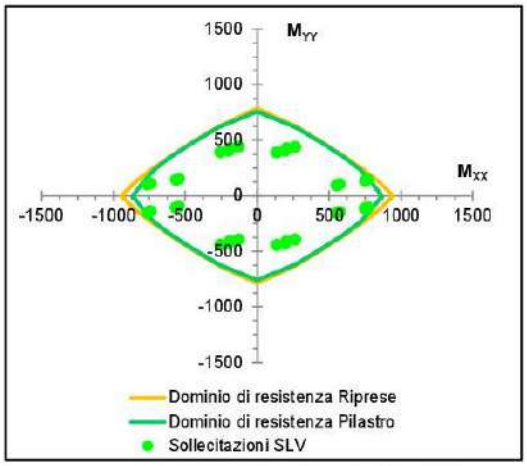
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **1.574** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	2699.9	118.6	-32.0
1 - 2	2699.4	-108.7	217.4
2 - 1	2699.9	118.6	-219.3
2 - 2	2699.4	-108.7	30.1
3 - 1	2700.5	-159.9	-124.7
3 - 2	2700.0	-387.2	124.7
4 - 1	2699.8	370.0	-125.0
4 - 2	2699.3	142.7	124.4
5 - 1	2870.0	73.6	79.7
5 - 2	2869.7	-62.8	229.4
6 - 1	2870.0	73.6	-232.3
6 - 2	2869.7	-62.8	-82.7
7 - 1	2871.0	-390.6	-74.7
7 - 2	2870.7	-527.0	74.9
8 - 1	2869.9	492.5	-75.3
8 - 2	2869.6	356.2	74.4

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV **0.174** OK

Fattore di sicurezza minimo * **1.007** OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	1820.2	-198.0	406.8
19 - 2	1820.2	-257.1	394.0
19 - 3	1820.2	196.2	404.8
19 - 4	1820.2	137.2	392.0
19 - 5	1820.3	-130.4	442.4
19 - 6	1820.3	-189.5	429.6
19 - 7	1820.4	263.9	440.3
19 - 8	1820.4	204.8	427.5
19 - 9	1820.2	-198.2	-427.7
19 - 10	1820.2	-257.2	-440.5
19 - 11	1820.2	196.1	-429.8
19 - 12	1820.2	137.0	-442.6
19 - 13	1820.3	-130.5	-392.2
19 - 14	1820.3	-189.6	-405.0
19 - 15	1820.4	263.7	-394.2
19 - 16	1820.4	204.6	-407.0
20 - 1	1820.1	-566.2	144.5
20 - 2	1820.2	-546.0	155.1
20 - 3	1820.1	-566.3	-105.8
20 - 4	1820.2	-546.0	-95.1
20 - 5	1820.2	-763.5	101.7
20 - 6	1820.2	-743.2	112.4
20 - 7	1820.2	-763.5	-148.5
20 - 8	1820.2	-743.2	-137.9
20 - 9	1820.3	749.9	137.6
20 - 10	1820.4	770.1	148.3
20 - 11	1820.3	749.8	-112.6
20 - 12	1820.4	770.1	-101.9
20 - 13	1820.4	552.6	94.9
20 - 14	1820.4	572.9	105.5
20 - 15	1820.4	552.6	-155.3
20 - 16	1820.4	572.8	-144.7

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO	Inclinazione staffe		α	90°				
RESISTENZA A TAGLIO	Inclinazione puntoni		θ	45°	cot (θ)	1.00	OK	
	Coeff. Maggiorativo		α_C	1.17				
	Fattore di comportamento		q	1.50				
	Altezze utili	d_X	45	cm	d_Y	65	cm	
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	9.42	cmq/m	
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	6.28	cmq/m	
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	133 kN		$V_{Rsd,Y}$	144 kN		
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	1885 kN		$V_{Rcd,Y}$	1945 kN		
		$V_{Rd,X}$	133 kN		$V_{Rd,Y}$	144 kN		
TAGLIO SOLLECITANTE								
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	29 kN	OK	V_{Ed,Y_SLU}	106 kN	OK	
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	55 kN	OK	V_{Ed,Y_SLV}	96 kN	OK	

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con q ≤ 1.5 [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SCP 50x70 Joint R7/R8/R9
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A33 - Sezione di base

GEOMETRIA :

Larghezza sezione :	b_X	50	cm
Altezza sezione :	b_Y	70	cm

ARM. LONGITUDINALE :

- Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	32	32.17	± 20	± 30	Si

- Ferri al centro:

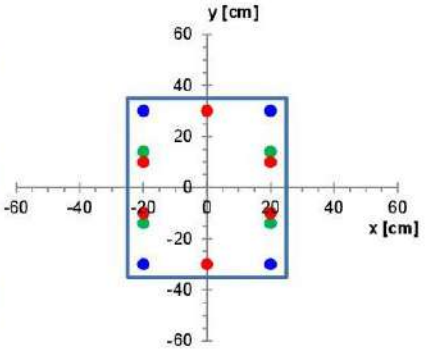
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	26	10.62	± 0	± 30	Si
4	26	21.24	± 20	± 10	Si

- Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 20	± 14	No
4	0	0.00	± 0	± 0	No

- Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM39	9.76	± 20	± 30
2	26	10.62	± 0	± 30
4	26	21.24	± 20	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**2.44%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	3	8	16
(nel resto del pilastro)	4	3	8	24

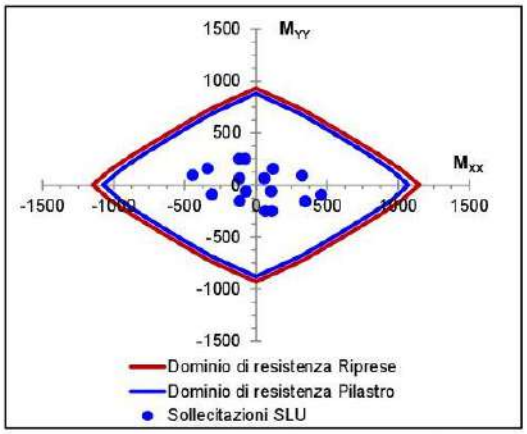
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

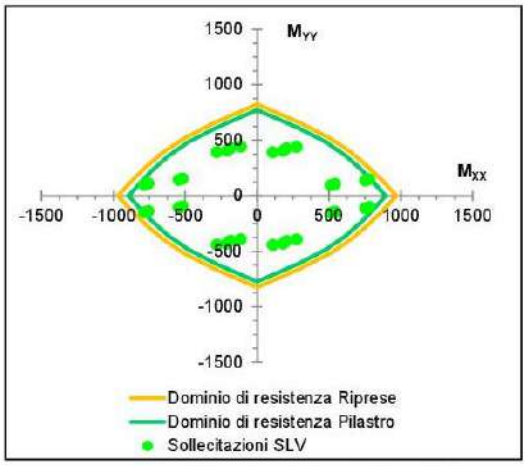
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **1.979** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	1517.4	-119.3	251.7
1 - 2	1516.9	106.9	-61.4
2 - 1	1517.4	-115.3	64.2
2 - 2	1516.9	110.9	-249.0
3 - 1	1517.5	-340.7	158.4
3 - 2	1517.1	-114.4	-154.8
4 - 1	1517.4	120.6	155.8
4 - 2	1517.0	346.8	-157.4
5 - 1	1598.2	-76.1	252.2
5 - 2	1598.0	59.6	64.3
6 - 1	1598.2	-69.5	-60.3
6 - 2	1597.9	66.2	-248.2
7 - 1	1598.5	-445.1	96.7
7 - 2	1598.2	-309.4	-91.2
8 - 1	1598.3	323.7	92.3
8 - 2	1598.1	459.5	-95.5

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV **0.093** OK

Fattore di sicurezza minimo * **1.004** OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	1045.2	-185.4	429.9
19 - 2	1045.2	-113.6	442.7
19 - 3	1045.0	203.6	428.0
19 - 4	1045.0	275.4	440.8
19 - 5	1045.4	-280.0	394.2
19 - 6	1045.4	-208.2	407.0
19 - 7	1045.2	109.0	392.4
19 - 8	1045.2	180.8	405.1
19 - 9	1045.2	-185.5	-404.5
19 - 10	1045.2	-113.7	-391.7
19 - 11	1045.0	203.5	-406.3
19 - 12	1045.0	275.4	-393.5
19 - 13	1045.4	-280.1	-440.1
19 - 14	1045.4	-208.3	-427.3
19 - 15	1045.2	108.9	-442.0
19 - 16	1045.2	180.7	-429.2
20 - 1	1045.6	-757.4	112.5
20 - 2	1045.6	-785.7	101.9
20 - 3	1045.6	-757.4	-137.6
20 - 4	1045.6	-785.8	-148.3
20 - 5	1045.5	-517.6	155.2
20 - 6	1045.5	-545.9	144.5
20 - 7	1045.5	-517.6	-94.9
20 - 8	1045.5	-545.9	-105.6
20 - 9	1044.8	541.3	106.3
20 - 10	1044.9	512.9	95.6
20 - 11	1044.8	541.3	-143.9
20 - 12	1044.9	512.9	-154.5
20 - 13	1044.8	781.1	149.0
20 - 14	1044.8	752.7	138.3
20 - 15	1044.8	781.1	-101.2
20 - 16	1044.8	752.7	-111.9

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO
RESISTENZA A TAGLIO

Inclinazione staffe		α	90°				
Inclinazione puntoni		θ	45°	cot (θ)	1.00	OK
Coeff. Maggiorativo		α_c	1.09			
Fattore di comportamento		q	1.50			

	Altezze utili	d_X	45	cm		d_Y	65	cm
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	9.42	cmq/m
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	6.28	cmq/m
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	133 kN			$V_{Rsd,Y}$	144 kN	
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	1755 kN			$V_{Rcd,Y}$	1811 kN	
		$V_{Rd,X}$	**133 kN**			$V_{Rd,Y}$	**144 kN**	
TAGLIO SOLLECITANTE								
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	31 kN	OK		V_{Ed,Y_SLU}	77 kN	OK
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	55 kN	OK		V_{Ed,Y_SLV}	98 kN	OK

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - scp 70x70 Joint R1
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A13 - Sezione di base

GEOMETRIA : Larghezza sezione : b_X = 70 cm; Altezza sezione : b_Y = 70 cm

ARM. LONGITUDINALE :

Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	20	12.57	± 30	± 30	Si

Ferri al centro:

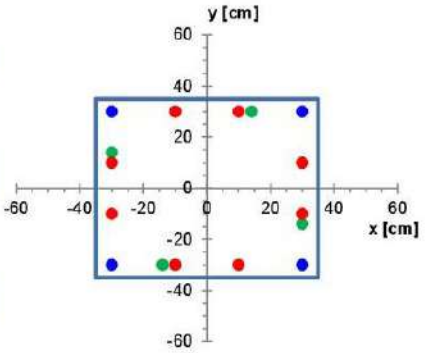
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 10	± 30	Si
4	26	21.24	± 30	± 10	Si

Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	20	12.57	± 14	± 30	Si
4	0	0.00	± 0	± 0	Si

Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM24	3.52	± 30	± 30
4	26	21.24	± 10	± 30
4	26	21.24	± 30	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**1.38%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	4	8	16
(nel resto del pilastro)	4	4	8	24

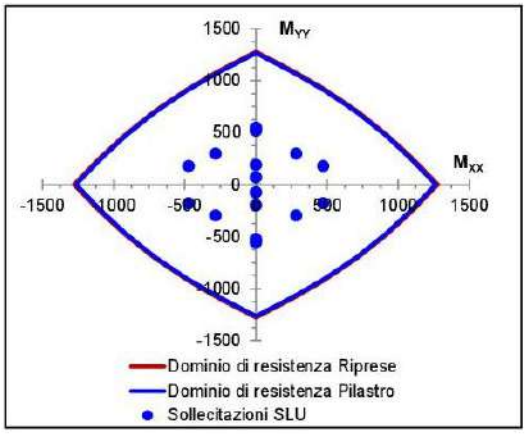
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

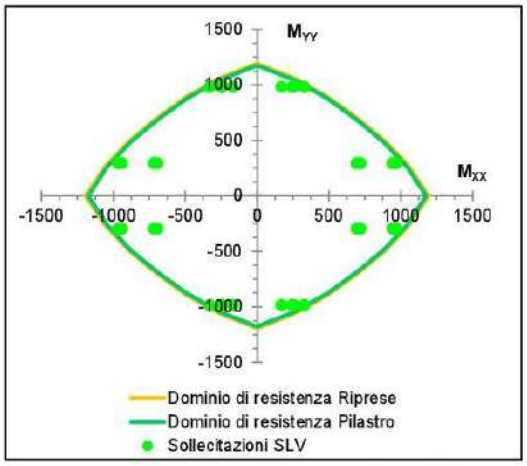
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **3.038** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	4111.8	0.0	-75.5
1 - 2	4112.6	0.0	519.2
2 - 1	4111.8	0.0	-523.1
2 - 2	4112.6	0.0	71.6
3 - 1	4111.3	-283.8	-296.7
3 - 2	4112.1	-283.8	298.0
4 - 1	4111.3	283.5	-296.7
4 - 2	4112.1	283.5	298.0
5 - 1	4452.4	0.0	191.0
5 - 2	4452.9	0.0	547.8
6 - 1	4452.4	0.0	-555.1
6 - 2	4452.9	0.0	-198.2
7 - 1	4451.5	-473.0	-177.7
7 - 2	4452.0	-473.0	179.1
8 - 1	4451.5	472.5	-177.7
8 - 2	4452.0	472.5	179.1

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV **0.201** OK

Fattore di sicurezza minimo * **1.172** OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	2763.9	-254.1	983.0
19 - 2	2763.9	-328.6	983.0
19 - 3	2763.9	243.5	983.0
19 - 4	2763.9	168.9	983.0
19 - 5	2763.9	-168.7	983.0
19 - 6	2763.9	-243.3	983.0
19 - 7	2763.9	328.8	983.0
19 - 8	2763.9	254.3	983.0
19 - 9	2763.9	-254.3	-982.2
19 - 10	2763.9	-328.8	-982.2
19 - 11	2763.9	243.3	-982.2
19 - 12	2763.9	168.7	-982.2
19 - 13	2763.9	-168.9	-982.2
19 - 14	2763.9	-243.5	-982.2
19 - 15	2763.9	328.6	-982.2
19 - 16	2763.9	254.1	-982.2
20 - 1	2763.9	-718.8	295.0
20 - 2	2763.9	-693.2	295.0
20 - 3	2763.9	-718.8	-294.2
20 - 4	2763.9	-693.3	-294.2
20 - 5	2763.9	-967.7	295.0
20 - 6	2763.9	-942.1	295.0
20 - 7	2763.9	-967.7	-294.2
20 - 8	2763.9	-942.2	-294.2
20 - 9	2763.9	942.2	295.0
20 - 10	2763.9	967.7	295.0
20 - 11	2763.9	942.1	-294.2
20 - 12	2763.9	967.7	-294.2
20 - 13	2763.9	693.3	295.0
20 - 14	2763.9	718.8	295.0
20 - 15	2763.9	693.2	-294.2
20 - 16	2763.9	718.8	-294.2

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO

RESISTENZA A TAGLIO	Inclinazione staffe		α	90°			
	Inclinazione puntoni		θ	45°	cot (θ)	1.00	OK
	Coeff. Maggiorativo		α_c	1.20			
	Fattore di comportamento		q	1.50			
	Altezze utili	d_X	65	cm	d_Y	65	cm
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	12.57	cmq/m
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	8.38	cmq/m
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	192 kN		$V_{Rsd,Y}$	192 kN	
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	2787 kN		$V_{Rcd,Y}$	2787 kN	
		$V_{Rd,X}$	192 kN		$V_{Rd,Y}$	192 kN	
TAGLIO SOLLECITANTE							
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	66 kN	OK	V_{Ed,Y_SLU}	57 kN	OK
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	117 kN	OK	V_{Ed,Y_SLV}	116 kN	OK

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SCP 70x70 Joint R2
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A12 - Sezione di base

GEOMETRIA :

Larghezza sezione :	b_X	70 cm
Altezza sezione :	b_Y	70 cm

ARM. LONGITUDINALE :

- Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 30	± 30	Si

- Ferri al centro:

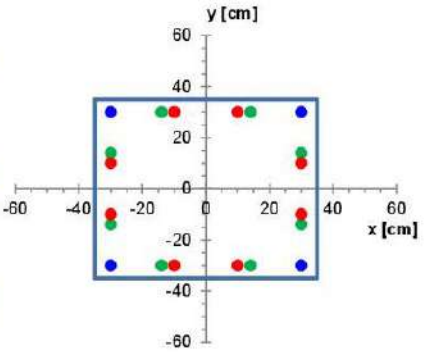
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 10	± 30	Si
4	26	21.24	± 30	± 10	Si

- Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 14	± 30	Si
4	20	12.57	± 14	± 30	Si

- Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM30	5.61	± 30	± 30
4	26	21.24	± 10	± 30
4	26	21.24	± 30	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**1.99%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	4	8	16
(nel resto del pilastro)	4	4	8	24

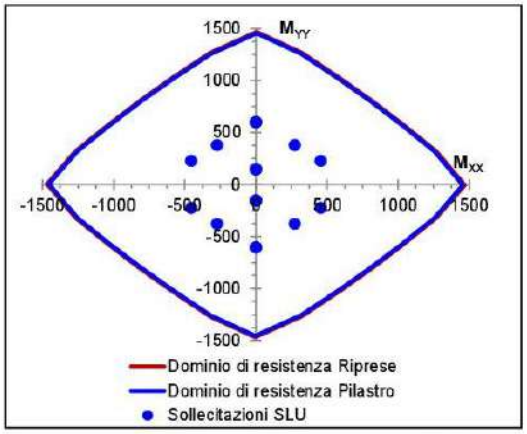
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

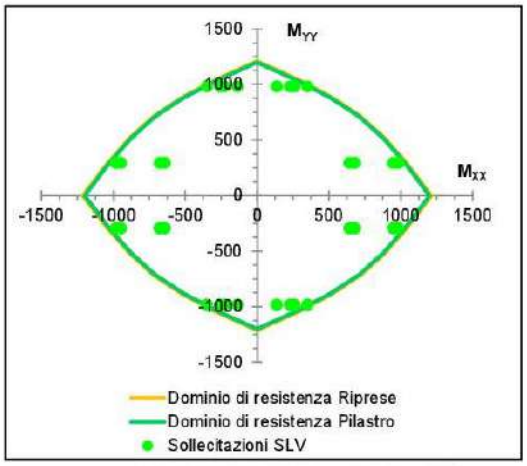
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **3.038** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	2319.7	0.0	-153.8
1 - 2	2320.6	0.0	601.2
2 - 1	2319.1	0.0	-603.8
2 - 2	2320.1	0.0	151.2
3 - 1	2319.2	-273.2	-375.7
3 - 2	2320.1	-273.2	379.4
4 - 1	2319.2	273.0	-375.7
4 - 2	2320.1	273.0	379.4
5 - 1	2501.1	0.0	145.3
5 - 2	2501.7	0.0	598.3
6 - 1	2500.2	0.0	-604.7
6 - 2	2500.8	0.0	-151.7
7 - 1	2500.3	-455.3	-224.5
7 - 2	2500.9	-455.3	228.5
8 - 1	2500.3	454.9	-224.5
8 - 2	2500.9	454.9	228.5

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV **0.105** OK

Fattore di sicurezza minimo * **1.004** OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	1572.7	-258.4	983.3
19 - 2	1572.7	-349.7	983.3
19 - 3	1572.7	228.6	983.3
19 - 4	1572.7	137.3	983.3
19 - 5	1572.7	-137.1	983.3
19 - 6	1572.7	-228.3	983.3
19 - 7	1572.7	349.9	983.3
19 - 8	1572.7	258.7	983.3
19 - 9	1571.5	-258.7	-980.9
19 - 10	1571.5	-349.9	-980.9
19 - 11	1571.5	228.3	-980.9
19 - 12	1571.5	137.1	-980.9
19 - 13	1571.5	-137.3	-980.9
19 - 14	1571.5	-228.6	-980.9
19 - 15	1571.5	349.7	-980.9
19 - 16	1571.5	258.4	-980.9
20 - 1	1572.3	-678.7	295.7
20 - 2	1572.3	-642.3	295.7
20 - 3	1571.9	-678.8	-293.3
20 - 4	1571.9	-642.4	-293.3
20 - 5	1572.3	-983.3	295.7
20 - 6	1572.3	-946.9	295.7
20 - 7	1571.9	-983.4	-293.3
20 - 8	1571.9	-947.0	-293.3
20 - 9	1572.3	947.0	295.7
20 - 10	1572.3	983.4	295.7
20 - 11	1571.9	946.9	-293.3
20 - 12	1571.9	983.3	-293.3
20 - 13	1572.3	642.4	295.7
20 - 14	1572.3	678.8	295.7
20 - 15	1571.9	642.3	-293.3
20 - 16	1571.9	678.7	-293.3

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO
RESISTENZA A TAGLIO

Inclinazione staffe		α	90°				
Inclinazione puntoni		θ	45°	cot (θ)	1.00	OK	
Coeff. Maggiorativo		α_c	1.11				
Fattore di comportamento		q	1.50				
Altezze utili	d_X	65	cm	d_Y	65	cm	
ALLA BASE Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	12.57	cmq/m	
NEL RESTO DEL PILASTRO Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	8.38	cmq/m	
TAGLIO RESISTENTE Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	192 kN		$V_{Rsd,Y}$	192 kN		
Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	2565 kN		$V_{Rcd,Y}$	2565 kN		
	$V_{Rd,X}$	192 kN		$V_{Rd,Y}$	192 kN		
TAGLIO SOLLECITANTE							
da analisi in cond. statiche SLU	V_{Ed,X_SLU}	72 kN	OK	V_{Ed,Y_SLU}	54 kN	OK	
da analisi in cond. sismiche SLV	V_{Ed,X_SLV}	117 kN	OK	V_{Ed,Y_SLV}	117 kN	OK	

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

7.2 Beams

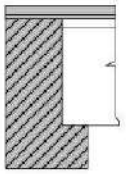
7.2.1 "L" Beams

COMMESSA :	**Compass - Data Hall Building - SFP.LA (Filo C13-C14)**
ELEMENTO :	**Trave TL - L=11.6 m - H=120 cm -Copertura**

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	120	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	115	cm
Altezza sella	30	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	65	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1160	cm
Luce di calcolo campat	1125	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio	2290	cm

Portata = 11223 kg/m



4 ϕ 20

10 ϕ 10

1 ϕ 12

5 ϕ 20

CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1388	kg/m	1.30	1804	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	3733	kg/m	1.50	5599	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13085	**kg/m**		**18136**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

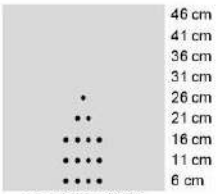
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_c =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		5720 cm²
Momento statico	Sx	308392 cm³
Momento inerzia	Jx	24264498 cm⁴
Momento statico	Sg	91942 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	16095 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	6544 kg
Portata effettiva ganci	7500 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	20.85	cmq
Baricentro trefoli :	13.33	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



15 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 562.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	27.69	-96.35	-98.95	-120.30	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-103.04	-1.38	6.62	25.25	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	257			294	kg/cmq
Tensione nei cavi	12684			11788	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.14	
Posizione asse neutro	25.42			20.8	cm
Freccia elastica	-0.72	-0.02	0.78	0.91	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**286916**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	42.5	cm	
Deformazione cls compresso :	0.35	%	
Deformazione acciaio teso :	0.64	%	
Mrdu =	**359655**	**kgm**	**> Msdu OK**

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu =** 74811 kg — x = 150 cm dall'appoggio
Tsdu = 9147 kgm

Nr. trefoli attivi : 13.31

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = 101429 kg > Vsdu OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 40 °
Lato cls V_{Rcd} = 278998 kg > Vsdu OK
T_{Rcd} = 52109 kgm > Tsdu OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$$ 0.43 < 1 OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe equiv. : 13 cm
A_{long} : 45.80 cm^2

T_{Rsd} = 28234 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 29104 kgm > Tsdu OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	12611	kg/m
Taglio	73830	kg
Momento flettente	60942	kgm
Momento torcente	8999	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	20	12.56	cmq	
Armatura inferiore	5	20	15.70	cmq	
Spezzoni inferiori	7.40	20	23.26	cmq	2ϕ14 (ferri X) + 3ϕ20 (ferri Y)
Posizione asse neutro			42.2	cm	
Inerzia			4359959	cm^4	
Tensione calcestruzzo			54	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1497	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			714	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			23.26	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu =** 84468 kgm — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 20.8 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 1.67 %
Mrdu = 170311 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.64 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 24.92 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu =** 102015 kg — All'appoggio
Tsdu = 12473 kgm

Lato cls V_{Rcd} = 239700 kg > Vsdu OK
T_{Rcd} = 52109 kgm > Tsdu OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$$ 0.65 < 1 OK

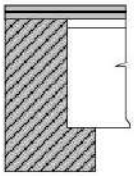
Bracci : 4
Diametro staffe : 12 mm
Passo staffe equiv. : 11.80328 cm
A_{long} : 46.68 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = 134301 kg > Vsdu OK
T_{Rsd} = 16130 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 29668 kgm > Tsdu OK

VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	8.52	10	8.2	9.58	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=11.6 m - H=120 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*



Anima :	40	cm
Altezza trave :	120	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	115	cm
Altezza sella :	30	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1160	cm
Luce di calcolo :	1125	cm

15 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 15.71 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 23.26 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1388 daN/m	1.30	1804 daN/m	1.00	1388 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3733 daN/m	1.50	5599 daN/m	1.00	3733 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	286916 kgm		177010 kgm	
Mrdu =	359655 kgm	OK	421079 kgm	OK
Asse neutro :	42.5 cm		28.9 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.64 %		1.10 %	

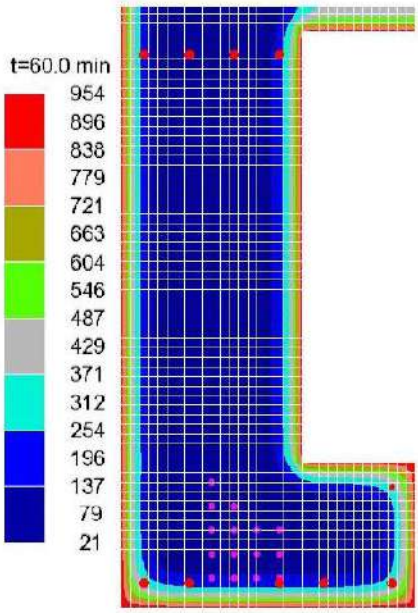
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* 214 °C

fattore di riduzione *cls* 0.936

temperatura media *staffe* 320 °C

fattore di riduzione *acciaio* - *staffe* 0.780



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4			
Diametro staffe	12	mm		
Passo staffe	11.8033	cm		
	38.33	cmq/m		
Vsdu =	102015 kg		62937 kg	
θ =	40 °		40 °	
Vrcd =	239700 kg	OK	396049 kg	OK
Vrsd =	134301 kg	OK	165937 kg	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* 160 °C

:tore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* 0.940

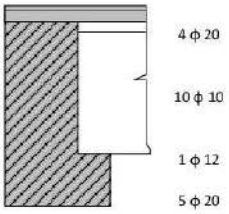
Vsdu =	76511 kg		47203 kg	
Vrd =	91023 kg	OK	98397 kg	OK

COMMESSA :	**Compass - Data Hall - SFP.LA (Filo C12-C13)**
ELEMENTO :	**Trave TL - L=13 m - H=120 cm -Copertura**

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	120	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	115	cm
Altezza sella	30	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	65	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1300	cm
Luce di calcolo campat	1265	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio	2290	cm

Portata = 11223 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1388	kg/m	1.30	1804	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	3733	kg/m	1.50	5599	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13085	**kg/m**		**18136**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

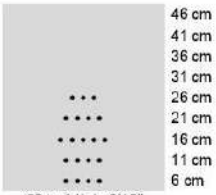
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		5720 cm²
Momento statico	Sx	308392 cm³
Momento inerzia	Jx	24264498 cm⁴
Momento statico	Sg	91942 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	18038 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	7334 kg
Portata effettiva ganci	7500 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	27.80	cmq	
Baricentro trefoli :	15.50	cm	
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq	



20 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 632.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	31.21	-125.38	-128.61	-155.57	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-130.15	-2.78	8.04	31.38	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	308			408	kg/cmq
Tensione nei cavi	12516			11568	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.07	
Posizione asse neutro	23.21			20.1	cm
Freccia elastica	-1.13	-0.02	1.26	1.45	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**362770**	**kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	55.4	cm		
Deformazione cls compresso :	0.35	%		
Deformazione acciaio teso :	0.41	%		
Mrdu =	**420568**	**kgm**	**>**	**Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 79707 kg** — x = 193 cm dall'appoggio
Tsdu = 9746 kgm

Nr. trefoli attivi : 15

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = **50637 kg** < **Vsdu**

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **40** °

Lato cls V_{Rcd} = **284543 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **52109 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Edu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Edu}}{V_{Rcd}} =$ **0.46** < 1 OK

Bracci : **4**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **47.58** cm^2

Lato acciaio V_{Rsd} = **105725 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **12698 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **30235 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	12611	kg/m
Taglio	83018	kg
Momento flettente	69186	kgm
Momento torcente	10119	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	20	12.56	cmq	
Armatura inferiore	5	20	15.70	cmq	
Spezzoni inferiori	7.40	20	23.26	cmq	2ϕ14 (ferri X) + 3ϕ20 (ferri Y)
Posizione asse neutro			42.2	cm	
Inerzia			4358959	cm^4	
Tensione calcestruzzo			61	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1700	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			811	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			23.26	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 95894 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 20.8 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 1.67 %
Mrdu = 170311 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.28 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 28.97 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 114710 kg** — All'appoggio
Tsdu = 14025 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **239700 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **52109 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Edu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Edu}}{V_{Rcd}} =$ **0.73** < 1 OK

Bracci : **4**
Diametro staffe : **12** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **46.68** cm^2

Lato acciaio V_{Rsd} = **161145 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **19355 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **29668 kgm** > **Tsdu** OK

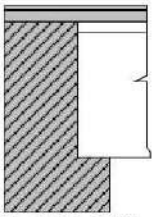
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	8.52	**10**	**8.2**	9.58	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=13 m - H=120 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	40	cm
Altezza trave :	120	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	115	cm
Altezza sella :	30	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1300	cm
Luce di calcolo :	1265	cm



20 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 15.71 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 23.26 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1388 daN/m	1.30	1804 daN/m	1.00	1388 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3733 daN/m	1.50	5599 daN/m	1.00	3733 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**362770 kgm**		**223806 kgm**	
Mrdu =	**420568 kgm**	OK	**504880 kgm**	OK
Asse neutro :	55.4 cm		37.8 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.41 %		0.76 %	

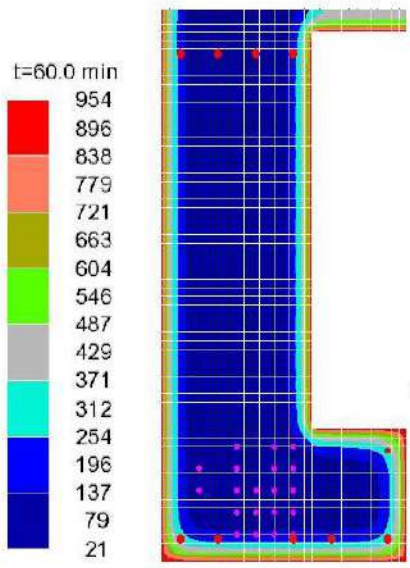
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **214 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.936**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4			
Diametro staffe	12	mm		
Passo staffe	10	cm		
	45.24	cmq/m		
Vsdu =	**114710 kg**		**70769 kg**	
θ =	**40 °**		**40 °**	
Vrcd =	**239700 kg**	OK	**396049 kg**	OK
Vrsd =	**161145 kg**	OK	**195860 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

fattore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.940**

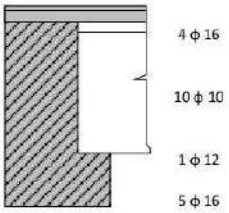
Vsdu =	**86032 kg**		**53077 kg**	
Vrd =	**91023 kg**	OK	**98397 kg**	OK

COMMESSA : Compass - Data Hall - SFP.LB (Filo C10-C11)
ELEMENTO : Trave TL - L=14.65 m - H=130 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	130	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	125	cm
Altezza sella	40	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	65	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1465	cm
Luce di calcolo campat	1430	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio	2290	cm

Portata = 11223 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1550	kg/m	1.30	2015	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	3733	kg/m	1.50	5599	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13247	kg/m		18347	kg/m

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

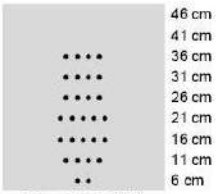
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		6309 cm²
Momento statico	Sx	364333 cm³
Momento inerzia	Jx	30582157 cm⁴
Momento statico	Sg	107640 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	22708 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	9233 kg
Portata effettiva ganci	10000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	38.92	cmq
Baricentro trefoli :	21.89	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 340 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	34.16	-93.49	-98.63	-120.75	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-156.61	-55.51	-35.40	-16.86	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	352			257	kg/cmq
Tensione nei cavi	12395			10896	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.46	
Posizione asse neutro	23.28			0.0	cm
Freccia elastica	-1.47	-0.01	1.69	1.95	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**468977**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	73.0	cm	
Deformazione cls compresso :	0.35	%	
Deformazione acciaio teso :	0.27	%	
Mrdu =	**502622**	**kgm**	**> Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 54124 kg** x = 420 cm dall'appoggio
Tsdu = 6344 kgm

Nr. trefoli attivi : 28

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = **55496 kg** > **Vsdu** OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 35 °
Lato cls V_{Rcd} = **298329 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **58892 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.28** < 1 OK

Bracci : 2
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 20 cm
A_{long} : 32.24 cm^2

T_{Rsd} = **8225 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **18146 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	12773	kg/m
Taglio	95011	kg
Momento flettente	79881	kgm
Momento torcente	11102	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	16	8.04	cmq	
Armatura inferiore	5	16	10.05	cmq	
Spezzoni inferiori	7.11	22	27.02	cmq	2ϕ14 (ferri X) + 3ϕ22 (ferri Y)
Posizione asse neutro			44.7	cm	
Inerzia			4966163	cm^4	
Tensione calcestruzzo			66	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1901	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			983	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			27.02	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE **Msdu = 110633 kgm** x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 19.8 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 1.95 %
Mrdu = 177099 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 2.94 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 28.97 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 131182 kg** All'appoggio
Tsdu = 15375 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **248607 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **58892 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.77** < 1 OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 12 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 38.48 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **207743 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **23948 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **21662 kgm** > **Tsdu** OK

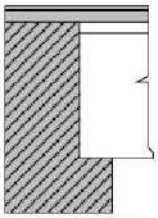
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	3.88	10	20	3.93	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=14.65 m - H=130 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	40	cm
Altezza trave :	130	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	125	cm
Altezza sella :	40	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1465	cm
Luce di calcolo :	1430	cm



28 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 10.05 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 27.02 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1550 daN/m	1.30	2015 daN/m	1.00	1550 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3733 daN/m	1.50	5599 daN/m	1.00	3733 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**468977 kgm**		**290152 kgm**	
Mrdu =	**502622 kgm**	OK	**641611 kgm**	OK
Asse neutro :	73.0 cm		52.4 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.27 %		0.52 %	

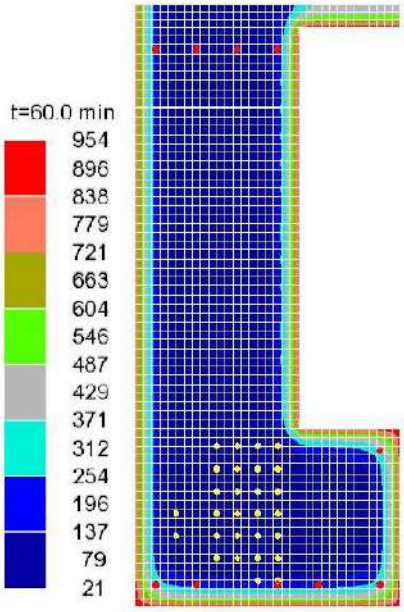
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **208 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.942**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	10	cm
	45.24	cmq/m

Vsdu =	**131182 kg**		**81161 kg**	
θ =	**35 °**		**35 °**	
Vrcd =	**248607 kg**	OK	**413229 kg**	OK
Vrsd =	**207743 kg**	OK	**255120 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

tore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.940**

Vsdu =	**98387 kg**		**60871 kg**	
Vrd =	**105714 kg**	OK	**114278 kg**	OK

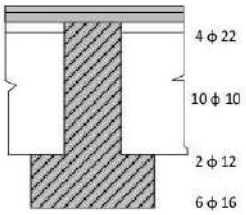
7.2.2 Tee Beams

COMMESSA : Compass - Data Hall - SFP.TA (Filo B13-B14)
ELEMENTO : Trave T-rov - L=11.6 m - H=140 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	50	cm
Altezza trave	140	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	135	cm
Altezza sella	50	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	100	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1160	cm
Luce di calcolo campat	1125	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio SX	2290	cm
Lunghezza solaio DX	2290	cm

Portata = 22316 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			2375	kg/m	1.30	3088	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	12137	kg/m	1.30	15778	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	7371	kg/m	1.50	11057	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	1404	kg/m	1.50	2106	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	2340	kg/m	1.50	3510	kg/m
			25627	**kg/m**		**35538**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

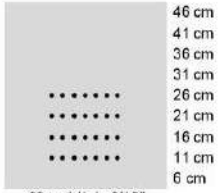
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		9664 cm²
Momento statico	Sx	565178 cm³
Momento inerzia	Jx	49481177 cm⁴
Momento statico	Sg	173097 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	27550 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	11201 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	38.92	cmq	
Baricentro trefoli :	18.50	cm	
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq	



28 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 562.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	28.64	-113.09	-115.90	-140.00	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-104.75	-2.59	6.04	24.51	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	270			298	kg/cmq
Tensione nei cavi	12695			11726	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.15	
Posizione asse neutro	30.06			20.9	cm
Freccia elastica	-0.62	0.02	0.75	0.86	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**562224**	**kgm**	Sezione in mezzeria	
Asse neutro :	58.2	cm		
Deformazione cls compresso :	0.35	%		
Deformazione acciaio teso :	0.49	%		
Mrdu =	**655937**	**kgm**	**>**	**Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 119586 kg** x = 226 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 26.17

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature
trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = 72072 kg < Vsdu

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 38 °
Lato cls V_{Rcd} = **412632 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **116102 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.28 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 37.38 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **135622 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **29322 kgm > Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	24891	kg/m
Taglio	144600	kg
Momento flettente	119358	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	22	15.20	cmq	
Armatura inferiore	6	16	12.06	cmq	
Spezzoni inferiori	10.54	22	40.07	cmq	4ϕ14 (ferri X) + 4ϕ22 (ferri Y)
Posizione asse neutro			48.2	cm	
Inerzia			8182898	cm^4	
Tensione calcestruzzo			64	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1862	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			861	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			40.07	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE **Msdu = 165519 kgm** x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 18.1 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.36 %
Mrdu = 270859 kgm > Msdu OK

TAGLIO SCORRIMENTO Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 4.08 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 23.66 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 199902 kg** All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **346550 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **116102 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.56 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 12 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 52.59 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **223119 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **41248 kgm > Tsdu** OK

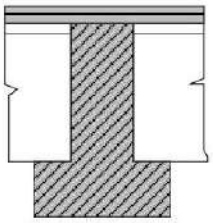
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	2.02	10	15	5.24	OK

ELEMENTO : Trave T-rov - L=11.6 m - H=140 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	50	cm
Altezza trave :	140	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	135	cm
Altezza sella :	50	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1160	cm
Luce di calcolo :	1125	cm



28 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 12.06 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 40.07 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	2375 daN/m	1.30	3088 daN/m	1.00	2375 daN/m
Peso proprio solaio :	12137 daN/m	1.30	15778 daN/m	1.00	12137 daN/m
Carico permanente :	7371 daN/m	1.50	11057 daN/m	1.00	7371 daN/m
Carico accid. (Neve) :	2808 daN/m	1.50	2106 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**562224 kgm**		**346196 kgm**	
Mrdu =	**655937 kgm**	OK	**799598 kgm**	OK
Asse neutro :	58.2 cm		40.0 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.49 %		0.87 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **156 °C**

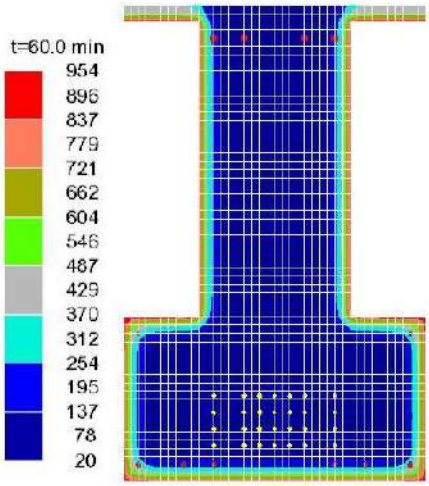
fattore di riduzione *cls* **0.961**

temperatura media *staffe* **284 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.816**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	10	cm
	45.24	cmq/m



Vsdu =	**199902 kg**		**123092 kg**	
θ =	**38 °**		**38 °**	
Vrcd =	**346550 kg**	OK	**587737 kg**	OK
Vrsd =	**223119 kg**	OK	**258334 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **190 °C**

ıttore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.910**

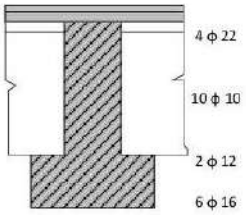
Vsdu =	**149926 kg**		**92319 kg**	
Vrd =	**156797 kg**	OK	**164090 kg**	OK

COMMESSA : Compass - Data Hall - SFP.TA (Filo B12-B13)
ELEMENTO : Trave T-rov - L=13 m - H=140 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	50	cm
Altezza trave	140	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	135	cm
Altezza sella	50	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	100	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1300	cm
Luce di calcolo campat	1265	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio SX	2290	cm
Lunghezza solaio DX	2290	cm

Portata = 22316 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			2375	kg/m	1.30	3088	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	12137	kg/m	1.30	15778	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	7371	kg/m	1.50	11057	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	1404	kg/m	1.50	2106	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	2340	kg/m	1.50	3510	kg/m
			25627	**kg/m**		**35538**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

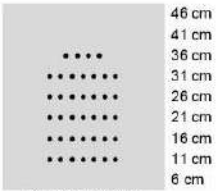
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		9664 cm²
Momento statico	Sx	565178 cm³
Momento inerzia	Jx	49481177 cm⁴
Momento statico	Sg	173097 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	30875 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	12553 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	54.21	cmq
Baricentro trefoli :	22.54	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



39 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 632.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	28.57	-150.67	-154.14	-184.61	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-134.88	-6.57	6.21	29.39	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	269			393	kg/cmq
Tensione nei cavi	12523			11421	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.09	
Posizione asse neutro	24.47			19.2	cm
Freccia elastica	-0.97	0.06	1.21	1.39	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**710862**	**kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	78.7	cm		
Deformazione cls compresso :	0.35	%		
Deformazione acciaio teso :	0.27	%		
Mrdu =	**763315**	**kgm**	**>**	**Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 139842 kg** — x = 239 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 35.56

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = 74354 kg < Vsdu

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 38 °
Lato cls V_{Rcd} = **415860 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **116102 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.33 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 37.38 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **142007 kg > Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **29322 kgm > Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	24891	kg/m
Taglio	162594	kg
Momento flettente	135503	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	22	15.20	cmq	
Armatura inferiore	6	16	12.06	cmq	
Spezzoni inferiori	11.53	22	43.84	cmq	4ϕ16 (ferri X) + 4ϕ22 (ferri Y)
Posizione asse neutro			49.6	cm	
Inerzia			8602240	cm^4	
Tensione calcestruzzo			71	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1978	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			961	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			43.84	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 187908 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 19.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.18 %
Mrdu = 289301 kgm > Msdu OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.72 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 23.66 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 224778 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **346550 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **116102 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.63 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 12 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 52.59 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **228483 kg > Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **41248 kgm > Tsdu** OK

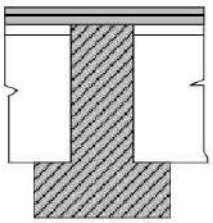
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	2.02	10	15	5.24	OK

ELEMENTO : Trave T-rov - L=13 m - H=140 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	50	cm
Altezza trave :	140	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	135	cm
Altezza sella :	50	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1300	cm
Luce di calcolo :	1265	cm



39 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 12.06 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 43.84 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	2375 daN/m	1.30	3088 daN/m	1.00	2375 daN/m
Peso proprio solaio :	12137 daN/m	1.30	15778 daN/m	1.00	12137 daN/m
Carico permanente :	7371 daN/m	1.50	11057 daN/m	1.00	7371 daN/m
Carico accid. (Neve) :	2808 daN/m	1.50	2106 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**710862 kgm**		**437722 kgm**	
Mrdu =	**763315 kgm**	OK	**976391 kgm**	OK
Asse neutro :	78.7 cm		55.5 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.27 %		0.53 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **156 °C**

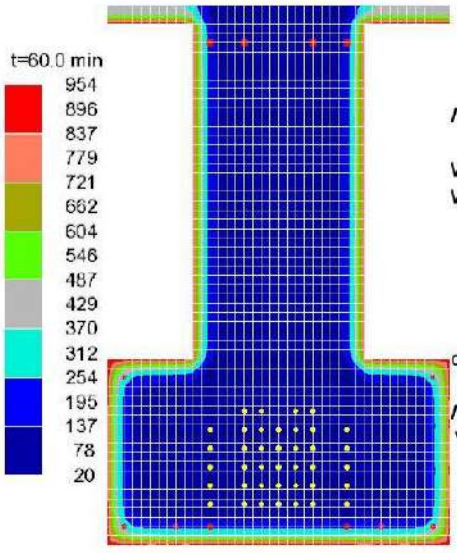
fattore di riduzione *cls* **0.961**

temperatura media *staffe* **284 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.816**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	10	cm
	45.24	cmq/m



/sdu =	**224778 kg**		**138410 kg**	
θ =	**38 °**		**38 °**	
Vrcd =	**346550 kg**	OK	**587737 kg**	OK
Vrsd =	**228483 kg**	OK	**258334 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **190 °C**

ore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.910**

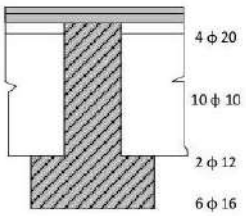
/sdu =	**168584 kg**		**103807 kg**	
Vrd =	**171549 kg**	OK	**179528 kg**	OK

COMMESSA : Compass - Data Hall - SFP.TB (Filo B10-B11)
ELEMENTO : Trave T-rov - L=14.65 m - H=160 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	50	cm
Altezza trave	160	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	155	cm
Altezza sella	70	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	100	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1465	cm
Luce di calcolo campat	1430	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio SX	2290	cm
Lunghezza solaio DX	2290	cm

Portata = 22316 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			2875	kg/m	1.30	3738	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	12137	kg/m	1.30	15778	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	7371	kg/m	1.50	11057	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	1404	kg/m	1.50	2106	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	2340	kg/m	1.50	3510	kg/m
			26127	**kg/m**		**36188**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

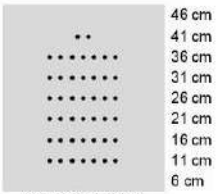
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls	11648	cm²
Momento statico Sx	774549	cm³
Momento inerzia Jx	75796585	cm⁴
Momento statico Sg	225547	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	42119 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	17125 kg
Portata effettiva ganci	20000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	61.16	cmq	
Baricentro trefoli :	24.30	cm	
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq	



44 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 490 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	34.12	-125.25	-129.47	-156.43	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-131.29	-18.09	-4.88	15.47	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	352			333	kg/cmq
Tensione nei cavi	12548			11382	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.19	
Posizione asse neutro	33.01			14.4	cm
Freccia elastica	-1.07	0.06	1.36	1.55	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**925013**	**kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	89.9	cm		
Deformazione cls compresso :	0.35	%		
Deformazione acciaio teso :	0.27	%		
Mrdu =	**977509**	**kgm**	**>**	**Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 153799 kg** — x = 290 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 40

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature
trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = 84287 kg < Vsdu

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 37 °
Lato cls V_{Rcd} = **473024 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **155956 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.32 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **34.75** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **164758 kg > Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **29626 kgm > Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	25191	kg/m
Taglio	197386	kg
Momento flettente	157546	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	20	12.56	cmq	
Armatura inferiore	6	16	12.06	cmq	
Spezzoni inferiori	16.29	20	51.17	cmq	4ϕ16 (ferri X) + 6ϕ20 (ferri Y)
Posizione asse neutro			57.5	cm	
Inerzia			12703626	cm^4	
Tensione calcestruzzo			65	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1777	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			889	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			51.17	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 218214 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 18.3 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.72 %
Mrdu = 377796 kgm > Msdu OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 4.04 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 23.66 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 258745 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **394186 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **155956 kgm > Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.64 < 1** OK

Bracci : 4
Diametro staffe : **12** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **53.60** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **269332 kg > Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **45697 kgm > Tsdu** OK

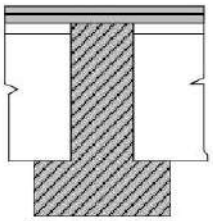
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20493	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	1.39	**10**	15	5.24	OK

ELEMENTO : Trave T-rov - L=14.65 m - H=160 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	50	cm
Altezza trave :	160	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	155	cm
Altezza sella :	70	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1465	cm
Luce di calcolo :	1430	cm



44 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 12.06 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 51.17 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	2875 daN/m	1.30	3738 daN/m	1.00	2875 daN/m
Peso proprio solaio :	12137 daN/m	1.30	15778 daN/m	1.00	12137 daN/m
Carico permanente :	7371 daN/m	1.50	11057 daN/m	1.00	7371 daN/m
Carico accid. (Neve) :	2808 daN/m	1.50	2106 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**925013 kgm**		**572137 kgm**	
Mrdu =	**977509 kgm**	OK	**1253300 kgm**	OK
Asse neutro :	89.9 cm		75.5 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.27 %		0.53 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **309 °C**

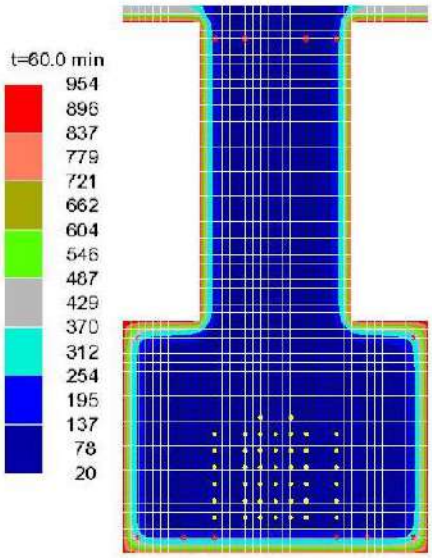
fattore di riduzione *cls* **0.841**

temperatura media *staffe* **284 °C**

fattore di riduzione *acciaio* - *staffe* **0.816**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	12	mm
Passo staffe	10	cm
	45.24	cmq/m



Vsdu =	**258745 kg**		**160038 kg**	
θ =	**37 °**		**37 °**	
Vrcd =	**394186 kg**	OK	**584961 kg**	OK
Vrsd =	**269332 kg**	OK	**307521 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **190 °C**

ttore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.910**

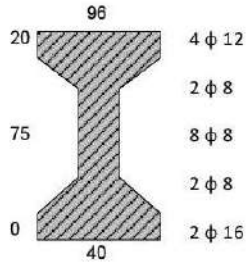
Vsdu =	**194059 kg**		**120029 kg**	
Vrd =	**200213 kg**	OK	**209525 kg**	OK

COMMESSA : Compass_Data Hall Building - SFP.TC
ELEMENTO : Trave ad I - H=95 cm - L=2257 cm - portata = 590 kg/m

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	95	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	90	cm
Altezza soletta sup.	20	cm
Larghezza soletta sup.	96	cm
Altezza soletta inf.	0	cm
Larghezza soletta inf.	40	cm
Lunghezza trave	2275	cm
Luce di calcolo	2257	cm
Lunghezza solaio SX	96	cm
Lunghezza solaio DX	96	cm

Portata = 590 kg/m



CARICHI :

		SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :		1285	kg/m	1.30	1645	kg/m
Peso proprio solaio :	0 kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Carico permanente :	315 kg/mq	302	kg/m	1.50	454	kg/m
Carico accidentale equiv. :	300 kg/mq	288	kg/m	1.50	432	kg/m
		1855	**kg/m**	**Qsd =**	**2530**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

R_{ck} =	50	N/mm²
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²

ACCIAIO B450C

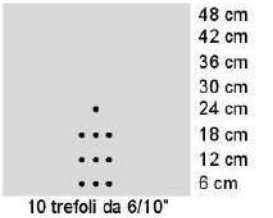
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI :

Area sezione cls :	A	5111	cm²
Momento statico :	Sx	288530	cm³
Momento inerzia :	Jx	20534548	cm⁴
Momento statico baricentrale :	Sg	65121	cm³
Perimetro :	P	373	cm

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	13.90 cmq
Baricentro trefoli :	13.20 cm
Tensione iniziale tiro :	13600 kg/cmq



10 trefoli da 6/10"

VERIFICHE IN ESERCIZIO

VERIFICA SOLLEVAMENTO E TRASPORTO x = 80 cm

	fase 1	
Tensione al lembo superiore	29.75	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-113.66	kg/cmq
Tensione nei cavi	1380	kg/cmq

Inclinazione delle funi : 45 °
Peso elemento : 28779 kg
Punti di sollevamento : 4
Portata minima ganci : 11701 kg
Portata effettiva ganci : 16000 kg

VERIFICA A FLESSIONE x = 1128.5 cm - sezione in mezzeria

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-36.39	-53.57	-57.47	-73.83	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-33.77	-9.37	3.08	26.32	kg/cmq
Resistenza minima cls [Rck]	58			313	kg/cmq
Tensione nei cavi	13197			12132	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.11	
Posizione asse neutro				24.96	cm
Armatura lenta minima	0.00			5.05	cmq
Freccia elastica	-0.70		-0.04	4.30	cm

Fase 1 : al taglio dei trefoli
Fase 2 : applicazione carichi permanenti
Fase 3 : a tempo infinito
Fase 4 : applicazione carichi accidentali

VERIFICHE ZONA PRECOMPRESSIONE ATTIVA

VERIFICHE SLU

VERIFICA A FLESSIONE — **Msdu = 161106 kgm** — Sezione in mezzeria

Asse neutro : 17.8 cm
Deformazione cls compresso : 0.18 %
Deformazione acciaio teso : 1.00 %
Mrdu = 163855 kgm > Msdu OK

VERIFICA A TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 26275 kg** — x = 90 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 10

SEZIONE NON FESSURATA — V_{Rd} = **69926 kg > Vsdu**

È sufficiente l'armatura minima a taglio OK

bw : 40 cm
d : 90 cm
Inclinazione puntoni cls θ : 45 °
Lato cls V_{Rcd} = **214057 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **42224 kgm > Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} = 0.12 \leq 1$$ OK

Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe (2 bracci) : 20 cm
Inclinazione staffe α : 90 °

T_{Rsd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **11564 kgm > Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

VERIFICHE IN ESERCIZIO

	Totale		
Carico di progetto	1855	kg/m	
Taglio	20938	kg	All'appoggio
Momento flettente	18093	kgm	x = 90 cm dall'appoggio

	n. ferri	Diam.			
Armatura superiore	4	12	4.52	cmq	
Armatura inferiore	2	16	4.02	cmq	
Spezzoni inferiori	7.51	12	8.49	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			16.47	cm	
Inerzia			1166846	cm^4	
Tensione calcestruzzo			26	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1710	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			267	kg/cmq	
Armatura minima all'appoggio			8.49	cmq	OK

VERIFICHE SLU

VERIFICA A TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 28552 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

bw : 40 cm
d : 90 cm
Inclinazione puntoni cls θ : 45 °
Lato cls V_{Rcd} = **190485 kg > Vsdu** OK
T_{Rcd} = **42224 kgm > Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} = 0.15 \leq 1$$ OK

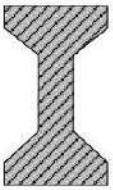
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe (2 bracci) : 10 cm
Inclinazione staffe α : 90 °
Lato acciaio V_{Rsd} = **49787 kg > Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm > Tsdu** OK
T_{Rld} = **9475 kgm > Tsdu** OK

ELEMENTO : Trave ad I - H=95 cm - L=2257 cm - portata = 590 kg/m

VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	40	cm
Altezza trave :	95	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	90	cm
Altezza soletta sup/inf :	20 / 0	cm
Larghezza soletta sup/inf :	/ 40.000	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2257	cm



10 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 4.02 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.49 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio		γ	SLU fondam. freddo		Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'	
Peso proprio trave :	1265	daN/m	1.30	1645	daN/m	1.00	1265	daN/m
Peso proprio solaio :	0	daN/m	1.30	0	daN/m	1.00	0	daN/m
Carico permanente :	302	daN/m	1.50	454	daN/m	1.00	302	daN/m
Carico accidentale equiv. :	288	daN/m	1.50	432	daN/m	0.00	0	daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	161106 kgm		99805 kgm		
Mrdu =	163855 kgm	OK	190327 kgm		OK
Asse neutro :	17.8 cm		12.8 cm		
Deformazione cls compresso :	0.18 %		0.20 %		
Deformazione acciaio teso :	1.00 %		2.00 %		

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* 211 °C

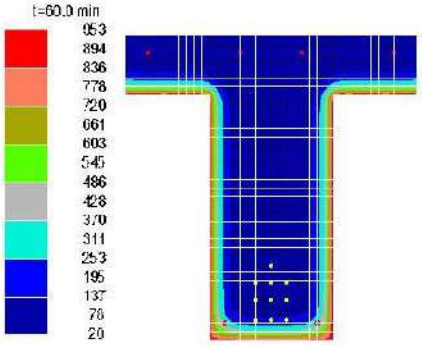
fattore di riduzione *cls* 0.939

temperatura media *staffe* 480 °C

fattore di riduzione *acciaio - staffe* 0.564

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	2	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	15.71	cmq/m



Vsdu =	28552 kg		17688 kg		
θ =	45 °		45 °		
Vrcd =	190485 kg	OK	315804 kg		OK
Vrsd =	49787 kg	OK	32292 kg		OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* 340 °C

ttore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* 0.760

Vsdu =	21414 kg		13266 kg		
Vrd =	33219 kg	OK	29033 kg		OK

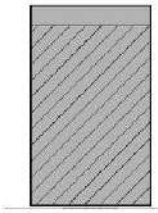
7.2.3 Rectangular beams

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SFP.RE
ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	65	cm	
Altezza trave	90	cm	
Copriferro	5	cm	
Altezza utile	85	cm	
Spessore getto collab.	8	cm	
Lunghezza trave	2275	cm	
Luce di calcolo campat	2240	cm	
Luce di calcolo sbalzo	0	cm	

Portata = 283 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1463	kg/m	1.30	1901	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	205	kg/m	1.50	307	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	39	kg/m	1.50	59	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	65	kg/m	1.50	98	kg/m
			1771	**kg/m**		**2364**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

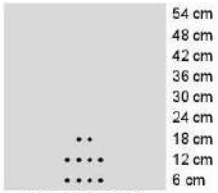
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5898	cm²
Momento statico	Sx	265119	cm³
Momento inerzia	Jx	15942776	cm⁴
Momento statico	Sg	66774	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	33272 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	13528 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli : 13.90 cmq
Baricentro trefoli : 10.80 cm
Tensione iniziale tiro : 13600 kg/cmq



VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1120 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-62.05	-71.43	-73.13	-77.90	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-1.19	10.20	16.58	22.37	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	2			245	kg/cmq
Tensione nei cavi	13451			12519	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.21	
Posizione asse neutro	0.00			20.1	cm
Freccia elastica	0.80	1.14	4.18	4.35	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu = 148294 kgm Sezione in mezzeria
Asse neutro : 24.3 cm
Deformazione cls compresso : 0.24 %
Deformazione acciaio teso : 1.00 %
Mrdu = 166446 kgm > Msdu OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu =** 21752 kg — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 10

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = 113402 kg > Vsdu OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 45 °
Lato cls V_{Rcd} = 326809 kg > Vsdu OK
T_{Rcd} = 72805 kgm > Tsdu OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ 0.06 < 1 OK

Bracci : 2
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 15 cm
A_{long} : 23.04 cm^2

T_{Rsd} = 0 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 25228 kgm > Tsdu OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale		
Carico di progetto	1745	kg/m	
Taglio	19875	kg	All'appoggio
Momento flettente	17137	kgm	x = 90 cm dall'appoggio
Momento torcente	0	kgm	

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	3	12	3.39	cmq	
Armatura inferiore	3	14	4.62	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			19.4	cm	
Inerzia			1016019	cm^4	
Tensione calcestruzzo			30	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1633	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			334	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu =** 22875 kgm — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 4.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.33 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 46864 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.08 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 8.09 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu =** 26481 kg — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = 292342 kg > Vsdu OK
T_{Rcd} = 72805 kgm > Tsdu OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ 0.08 < 1 OK

Bracci : 2
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 14.99 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = 50449 kg > Vsdu OK
T_{Rsd} = 0 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 16408 kgm > Tsdu OK

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SFP.RA
ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	30	cm	
Altezza trave	90	cm	
Copriferro	5	cm	
Altezza utile	85	cm	
Spessore getto collab.	8	cm	
Lunghezza trave	2275	cm	
Luce di calcolo campat	2240	cm	
Luce di calcolo sbalzo	0	cm	

Portata = 191 kg/m

CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			675	kg/m	1.30	878	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Getto integrativo :	200	kg/mq	60	kg/m	1.30	78	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	95	kg/m	1.50	142	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	18	kg/m	1.50	27	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	30	kg/m	1.50	45	kg/m
			878	**kg/m**		**1169**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

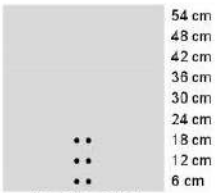
ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		2732 cm²
Momento statico	Sx	122746 cm³
Momento inerzia	Jx	7388517 cm⁴
Momento statico	Sg	31016 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	15356 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	6244 kg
Portata effettiva ganci	7500 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :
Area trefoli : 8.34 cmq
Baricentro trefoli : 12.00 cm
Tensione iniziale tiro : 13600 kg/cmq



6 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1120 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-53.74	-70.74	-72.69	-76.80	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-26.25	-7.00	1.85	7.23	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	45			163	kg/cmq
Tensione nei cavi	13273			12222	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.37	
Posizione asse neutro	0.00			7.7	cm
Freccia elastica	-0.11	0.49	3.43	3.59	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE
Msdu = 73335 kgm Sezione in mezzeria
Asse neutro : 30.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 0.98 %
Mrdu = 952736 kgm > Msdu OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 10757 kg** — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 6

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = **56527 kg** > **Vsdu** OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **45** °
Lato cls V_{Rcd} = **155084 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **19532 kgm** > **Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} = 0.06 < 1 \text{ OK}$$

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **20** cm
A_{long} : **15.21** cm^2

T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **9014 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	866	kg/m
Taglio	9845	kg
Momento flettente	8490	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	2	12	2.26	cmq	
Armatura inferiore	2	14	3.08	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			25.4	cm	
Inerzia			795377	cm^4	
Tensione calcestruzzo			25	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			937	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			301	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 11312 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 5.7 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 5.32 %
Mrdu = 41123 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 4.45 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 14.72 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 13096 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **134927 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **19532 kgm** > **Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} = 0.09 < 1 \text{ OK}$$

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **12.32** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **50449 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **7298 kgm** > **Tsdu** OK

ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	30	cm
Altezza trave :	90	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	85	cm

Spessore getto integrativo :	8	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2240	cm

6 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 3.08 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.51 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)		γ	SLU fondam. freddo		Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'	
Peso proprio trave :	675	daN/m	1.30	878	daN/m	1.00	675	daN/m
Peso proprio solaio :	0	daN/m	1.30	0	daN/m	1.00	0	daN/m
Getto integrativo :	60	daN/m	1.30	78	daN/m	1.00	60	daN/m
Carico permanente :	95	daN/m	1.50	142	daN/m	1.00	95	daN/m
Carico accid. (Neve) :	36	daN/m	1.50	27	daN/m	0.00	0	daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**73335 kgm**		**52026 kgm**	
Mrdu =	**952736 kgm**	**OK**	**108496 kgm**	**OK**
Asse neutro :	30.4 cm		23.6 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.98 %		1.55 %	

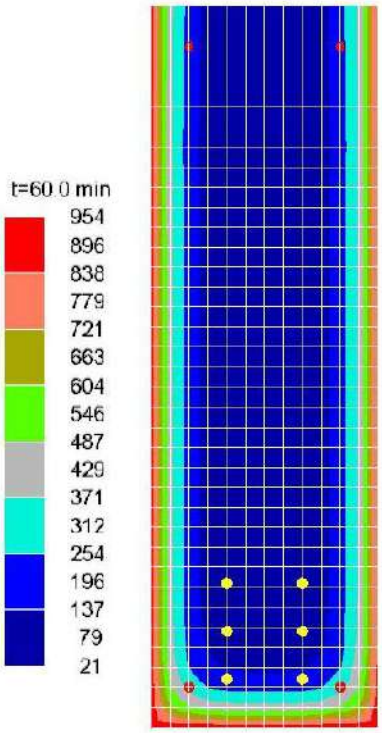
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **250 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.900**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	2	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	15.71	cmq/m

Vsdu =	**13096 kg**		**9290 kg**	
θ =	**45 °**		**45 °**	
Vrcd =	**134927 kg**	**OK**	**214242 kg**	**OK**
Vrsd =	**50449 kg**	**OK**	**42178 kg**	**OK**

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

attore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.940**

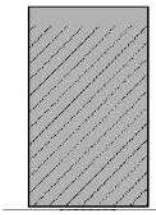
Vsdu =	**9822 kg**		**6968 kg**	
Vrd =	**33289 kg**	**OK**	**35986 kg**	**OK**

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SFP.RC
ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	55	cm	
Altezza trave	90	cm	
Copriferro	5	cm	
Altezza utile	85	cm	
Spessore getto collab.	8	cm	
Lunghezza trave	2275	cm	
Luce di calcolo campat	2240	cm	
Luce di calcolo sbalzo	0	cm	

Portata = 349 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1238	kg/m	1.30	1609	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Getto integrativo :	200	kg/mq	110	kg/m	1.30	143	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	173	kg/m	1.50	260	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	33	kg/m	1.50	50	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	55	kg/m	1.50	83	kg/m
			1609	**kg/m**		**2144**	**kg/m**

MATERIALI : *CALCESTRUZZO*

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

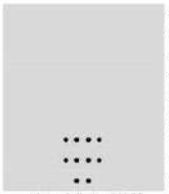
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls		4991 cm²
Momento statico	Sx	224582 cm³
Momento inerzia	Jx	13512592 cm⁴
Momento statico	Sg	56502 cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	28153 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	11447 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	13.90	cmq
Baricentro trefoli :	13.20	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



10 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1120 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-60.75	-78.92	-80.70	-85.35	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-13.12	6.95	14.50	20.22	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	23			211	kg/cmq
Tensione nei cavi	13381			12401	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.22	
Posizione asse neutro	0.00			17.2	cm
Freccia elastica	0.44	1.07	4.29	4.46	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**134448**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	28.4	cm	
Deformazione cls compresso :	0.32	%	
Deformazione acciaio teso :	1.00	%	
Mrdu =	**153174**	**kgm**	**> Msdu** OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 22079 kg** — x = 90 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 10

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = **99974 kg** > **Vsdu** OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **45** °
Lato cls V_{Rcd} = **280534 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **55521 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.07** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **15** cm
A_{long} : **16.66** cm^2

T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **16264 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale		
Carico di progetto	1587	kg/m	
Taglio	18049	kg	All'appoggio
Momento flettente	15565	kgm	x = 90 cm dall'appoggio
Momento torcente	0	kgm	

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	3	12	3.39	cmq	
Armatura inferiore	3	12	3.39	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			19.9	cm	
Inerzia			912331	cm^4	
Tensione calcestruzzo			31	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1640	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			351	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 20740 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 4.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.33 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 42488 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.30 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 9.14 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 24009 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **247366 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **55521 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.09** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **13.76** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **50449 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **13436 kgm** > **Tsdu** OK

ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	55	cm
Altezza trave :	90	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	85	cm
Spessore getto integrativo :	8	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2240	cm

10 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 3.39 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.51 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1238 daN/m	1.30	1609 daN/m	1.00	1238 daN/m
Peso proprio solaio :	0 daN/m	1.30	0 daN/m	1.00	0 daN/m
Getto integrativo :	110 daN/m	1.30	143 daN/m	1.00	110 daN/m
Carico permanente :	173 daN/m	1.50	260 daN/m	1.00	173 daN/m
Carico accid. (Neve) :	66 daN/m	1.50	50 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**134448 kgm**		**95381 kgm**	
Mrdu =	**153174 kgm**	OK	**181565 kgm**	OK
Asse neutro :	28.4 cm		21.7 cm	
Deformazione cls compresso :	0.32 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	1.00 %		1.81 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **205 °C**

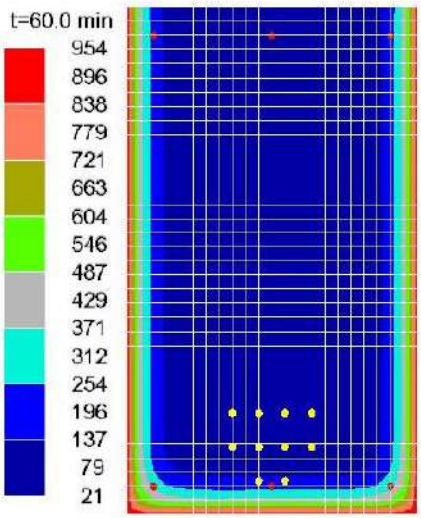
fattore di riduzione *cls* **0.945**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	**2**	
Diametro staffe	**10**	mm
Passo staffe	**10**	cm
	15.71	cmq/m



Vsdu =	**24009 kg**		**17032 kg**	
θ =	**45 °**		**45 °**	
Vrcd =	**247366 kg**	OK	**412564 kg**	OK
Vrsd =	**50449 kg**	OK	**42178 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

tore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.940**

Vsdu =	**18006 kg**		**12774 kg**	
Vrd =	**33289 kg**	OK	**35986 kg**	OK

COMMESSA : Compass - Data Hall Building - SFP.RD
ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	65	cm	
Altezza trave	90	cm	
Copriferro	5	cm	
Altezza utile	85	cm	
Spessore getto collab.	8	cm	
Lunghezza trave	2275	cm	
Luce di calcolo campat	2240	cm	
Luce di calcolo sbalzo	0	cm	

Portata = 413 kg/m

CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1463	kg/m	1.30	1901	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Getto integrativo :	200	kg/mq	130	kg/m	1.30	169	kg/m
Carico permanente :	315	kg/mq	205	kg/m	1.50	307	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	39	kg/m	1.50	59	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	65	kg/m	1.50	98	kg/m
			1901	**kg/m**		**2533**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5891	cm²
Momento statico	Sx	265082	cm³
Momento inerzia	Jx	15942592	cm⁴
Momento statico	Sg	66627	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	33272 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	13528 kg
Portata effettiva ganci	15000 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	16.68	cmq
Baricentro trefoli :	12.00	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq

12 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1120 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-57.37	-75.78	-77.80	-82.57	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-17.39	2.78	10.74	16.52	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	30			176	kg/cmq
Tensione nei cavi	13339			12346	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.25	
Posizione asse neutro	0.00			16.0	cm
Freccia elastica	0.23	0.86	4.14	4.31	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**158893**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	28.6	cm	
Deformazione cls compresso :	0.32	%	
Deformazione acciaio teso :	1.00	%	
Mrdu =	**184538**	**kgm**	**> Msdu OK**

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 23307 kg** — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 12

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = 119555 kg > Vsdu OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 45 °
Lato cls V_{Rcd} = 332976 kg > Vsdu OK
T_{Rcd} = 72805 kgm > Tsdu OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ 0.07 < 1 OK

Bracci : 2
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 15 cm
A_{long} : 21.82 cm^2

T_{Rsd} = 0 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 23887 kgm > Tsdu OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	1875	kg/m
Taglio	21331	kg
Momento flettente	18395	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	3	12	3.39	cmq	
Armatura inferiore	3	12	3.39	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			18.5	cm	
Inerzia			935904	cm^4	
Tensione calcestruzzo			33	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1929	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			368	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 24510 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 4.1 cm
Deformazione cls compresso : 0.31 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 42549 kgm > Msdu OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.08 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 8.11 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 28374 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = 292342 kg > Vsdu OK
T_{Rcd} = 72805 kgm > Tsdu OK

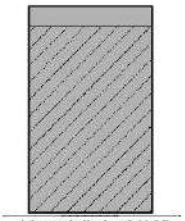
$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ 0.09 < 1 OK

Bracci : 2
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 13.76 cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = 50449 kg > Vsdu OK
T_{Rsd} = 0 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 15067 kgm > Tsdu OK

ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.75 m - H=90 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	65	cm
Altezza trave :	90	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	85	cm
Spessore getto integrativo :	8	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2240	cm



12 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 3.39 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.51 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1463 daN/m	1.30	1901 daN/m	1.00	1463 daN/m
Peso proprio solaio :	0 daN/m	1.30	0 daN/m	1.00	0 daN/m
Getto integrativo :	130 daN/m	1.30	169 daN/m	1.00	130 daN/m
Carico permanente :	205 daN/m	1.50	307 daN/m	1.00	205 daN/m
Carico accid. (Neve) :	78 daN/m	1.50	59 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**158893 kgm**		**112724 kgm**	
Mrdu =	**184538 kgm**	OK	**216940 kgm**	OK
Asse neutro :	28.6 cm		21.7 cm	
Deformazione cls compresso :	0.32 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	1.00 %		1.82 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **186 °C**

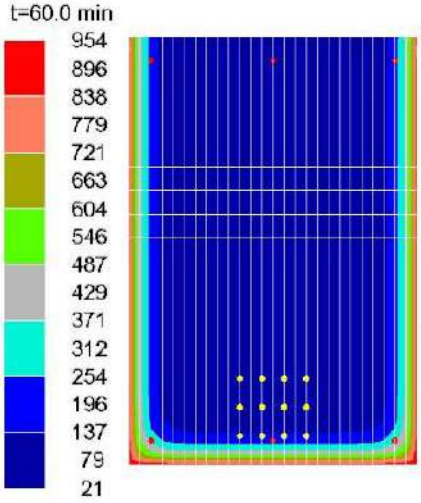
fattore di riduzione *cls* **0.953**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**

Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	**2**	
Diametro staffe	**10**	mm
Passo staffe	**10**	cm
	15.71	cmq/m



Vsdu =	**28374 kg**		**20129 kg**	
θ =	**45 °**		**45 °**	
Vrcd =	**292342 kg**	OK	**491893 kg**	OK
Vrsd =	**50449 kg**	OK	**42178 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

fattore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.940**

Vsdu =	**21280 kg**		**15097 kg**	
Vrd =	**33289 kg**	OK	**35986 kg**	OK

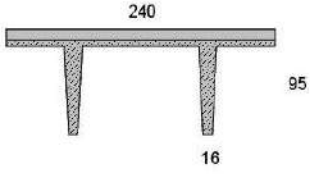
7.3 Double Tee Beams

COMMESSA	**: Compass - Data Hall Building - SFP TT - DH**
ELEMENTO	**: Tegolo H=95 cm - nerv.=16 cm - L=22.75 m**

GEOMETRIA:

Larghezza tegolo	240	cm
Altezza tegolo	95	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	90	cm
Altezza soletta	10	cm
Larghezza nerv.sup.	16	cm
Larghezza nerv.inf.	16	cm
Spessore medio getto in	0	cm
Spessore getto collab.	0	cm
Lunghezza tegolo	2275	cm
Luce di calcolo	2250	cm

Portata = 1264 kg/m



n. 7 trefoli da 6/10" per nervatura

CARICHI:

	SLE		γ	SLU	
Peso proprio tegolo	1269	kg/m	1.30	1650	kg/m
Peso proprio getto	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Carico permanente	756	kg/m	1.50	1134	kg/m
Carico accidentale	528	kg/m	1.50	792	kg/m
	2553	**kg/m**		**3576**	**kg/m**

MATERIALI:

CALCESTRUZZO

	Tegolo	Getto	
Rck =	50	30	N/mm²
γ_c =	1.5	1.5	
f_{ck} =	41.50	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	2.56	N/mm²
f_{etk} =	2.52	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	1.19	N/mm²

ACCIAIO

B450C	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5075	cm²
Momento statico	Sx	329882	cm³
Momento inerzia	Jx	25887642	cm⁴
Momento statico	Sg	66811	cm³

CALCOLO GANCI DI SOLLEVAMENTO		
Inclinazione funi	45	°
Peso elemento	28867	kg
Punti di sollevamento	4	
Portata minima ganci	11737	kg
Portata effettiva ganci	#RIF!	kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE:

Area trefoli	19.46	cmq
Baricentro trefoli	13.43	cm
Tensione iniziale tiro	13600	kg/cmq

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1125 cm dall'appoggio

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-16.88	-48.27	-51.94	-73.86	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-109.68	-45.38	-22.28	22.63	kg/cmq
Resistenza minima cls. Rck	189			250	kg/cmq
Tensione nei cavi	12627			11263	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.09	
Posizione asse neutro				22.28	cm
Armatura lenta minima	0.00			3.10	cmq
Tensione superiore soletta			-3.67	-25.59	kg/cmq
Tensione inferiore soletta			-3.67	-25.59	kg/cmq
Freccia elastica	-3.41	-1.92	2.48	4.52	cm

VERIFICHE SLU

FLESSIONE

Msdu =	**226264**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	7.1	cm	
Deformazione cls compresso :	0.23	%	
Deformazione acciaio teso :	3.15	%	
Mrdu =	**241000**	**kgm**	**> Msdu** OK

TAGLIO **Vsdu = 36649 kgm** x = 100 cm dall'appoggio

Nr. trefoli attivi per nervatura : 5
Acp per nervatura : 6.95 cmq

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature
trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = 55743 kg > Vsdu OK

Non necessaria armatura a taglio longitudinale

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA 0 - 90 cm

	Totale		
Carico di progetto	2553	kg/m	
Taglio	28720	kg	All'appoggio
Momento flettente	24814	kgm	x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICHE IN ESERCIZIO

	n°ferri	Diam.			
Armatura soletta	13	6	3.67	cmq	
Armatura superiore	13	6	3.67	cmq	
Armatura inferiore	2.00	22	14.90	cmq	1ϕ10 (ferri X) + 2ϕ22 (ferri A)
Posizione asse neutro			8.64	cm	
Inerzia 1^ fase			807849	cm4	
Inerzia 2^ fase			807849	cm4	
Tensione calcestruzzo getto			13.4	kg/cmq	
Tensione calcestruzzo tegolo			26.5	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			3748	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			14.90	cmq	OK

VERIFICHE SLU

FLESSIONE **Msdu = 34754 kgm** x = 90 cm dall'appoggio

Asse neutro : 2.7 cm
Deformazione cls compresso : 0.21 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 54757 kgm > Msdu OK

TAGLIO **Vsdu = 40225 kg** All'appoggio

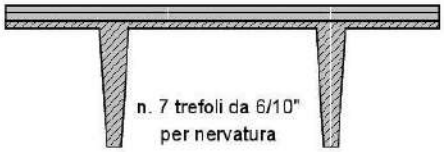
Inclinazione staffe α : **90** °
Inclin. puntoni cls θ : **22** °
Lato cls **V_{Rcd} : 105858 kg > Vsdu** OK

Bracci per nervatura : **2**
Diametro staffe : **8** mm
Passo staffe : **10** cm
Lato acciaio **V_{Rsd} : 157732 kg > Vsdu** OK

ELEMENTO : Tegolo H=95 cm - nerv.=16 cm - L=22.75 m

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Larghezza tegolo :	240	cm
Altezza tegolo :	95	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	90	cm
Larghezza nervatura inferiore :	16	cm
Spessore medio getto integrativo :	0	cm
Lunghezza elemento :	2275	cm
Luce di calcolo :	2250	cm



Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 0.00 cm^2
Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 14.90 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio		γ	SLU fondam. freddo		Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'	
Peso proprio tegolo	1269	daN/m	1.30	1650	daN/m	1.00	1269	daN/m
Peso proprio getto	0	daN/m	1.30	0	daN/m	1.00	0	daN/m
Carico permanente	756	daN/m	1.50	1134	daN/m	1.00	756	daN/m
Carico accidentale	528	daN/m	1.50	792	daN/m	0.45	240	daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	226264 kgm		143324 kgm		
Mrdu =	252330 kgm	OK	228746 kgm		OK
Asse neutro :	7.1 cm		4.5 cm		
Deformazione cls compresso :	0.23 %		0.14 %		
Deformazione acciaio teso :	3.15 %		3.15 %		

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* 445 °C
fattore di riduzione *cls* 0.682

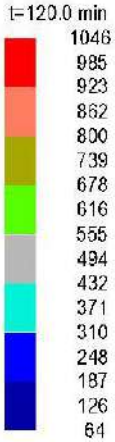
Verifica SENZA armatura trasversale a taglio :	Vsdu =	40225 kg		25480 kg	
	Vrd =	14133 kg		17512 kg	
	Necessaria armatura a taglio			*Necessaria armatura a taglio*	

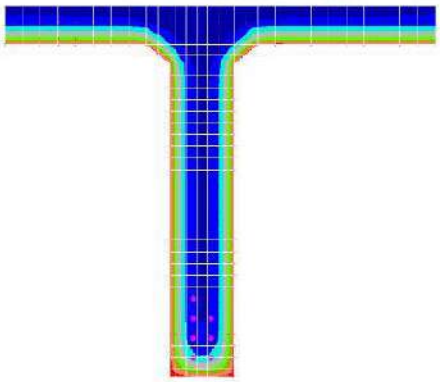
temperatura media *staffe* 590 °C
fattore di riduzione *acciaio - staffe* 0.501

Verifica CON armatura trasversale a taglio :			Vsdu =	40225 kg		25480 kg	
Bracci per nervatura :	2	cm	θ =	22 °		22 °	
Diametro staffe :	8	mm	Vrcd =	105858 kg	OK	127481 kg	OK
Passo staffe :	10	cm	Vrsd =	157732 kg	OK	90877 kg	OK
	10.05	cmq/m / nervatura					

temperatura media *armatura appoggio* 580 °C
fattore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* 0.532

Verifica tiro all'appoggio :			Vsdu =	49780 kg		31532 kg	
			Vrd =	58299 kg	OK	35668 kg	OK



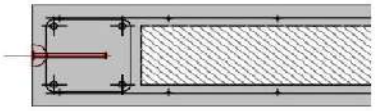


7.4 PRECAST PANELS

COMMESSA : Compass_ Data Hall Building - SWP.28-LH
ELEMENTO : Pannello alleggerito - 1440 x 235 sp. 28 cm

GEOMETRIA :

Lunghezza :	1440	cm
Altezza :	235	cm
Spessore complessivo :	28	cm
Altezza sezione resistente :	28	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	23	cm
Larghezza media travetti :	20	cm



Crosta superiore :	5	cm
Alleggerimento :	18	cm
Crosta inferiore :	5	cm
Crosta inferiore :	5	cm

CARICHI :

		SLE		γ	SLU	
Caso 1:	Vento	110	kg/mq	1.5	**165**	**kg/mq**
					SLV	
Caso 2:	Sisma				**81**	**kg/mq** *

* **Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari (D.M.17/01/2018 - §.7.2.3)**

Momento di inerzia del pannello	J =	371843	cm^4
Periodo fondamentale del pannello	T_a =	0.356	s
Periodo fondamentale della costruzione	T_1 =	0.292	s
Quota copertura dallo zero sismico	H =	10.5	m
Quota baricentro pannello dallo zero sismico	Z =	9.325	m
Accelerazione massima del terreno (cat.A + T_1)	$a_{g\,SLV}$ =	0.053	g
Fattore di amplificazione massima spettrale	F_0 =	2.677	
Categoria topografica		T1	
Categoria sottosuolo		C	
Coefficiente in funzione del terreno	S =	1.5	
Accelerazione massima sul pannello	S_a =	0.390	g
Fattore di struttura dell'elemento	q_a =	2	
Forza sismica orizzontale sul pannello	F_a =	2726	kg
Forza sismica orizzontale sul pannello al mq	f_a =	80.6	kg/mq

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right]$$

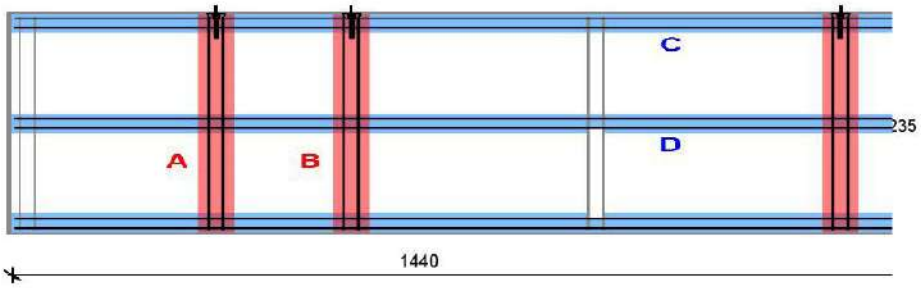
MATERIALI :

CALCESTRUZZO

R_{ck} =	40	N/mm^2
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	33.20	N/mm^2
f_{cm} =	41.20	N/mm^2
f_{cd} =	18.81	N/mm^2
f_{ctm} =	3.10	N/mm^2
f_{ctk} =	2.17	N/mm^2
f_{ctd} =	1.45	N/mm^2
E_c =	33643	N/mm^2

ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm^2
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm^2
E_c =	210000	N/mm^2



ARMATURA :

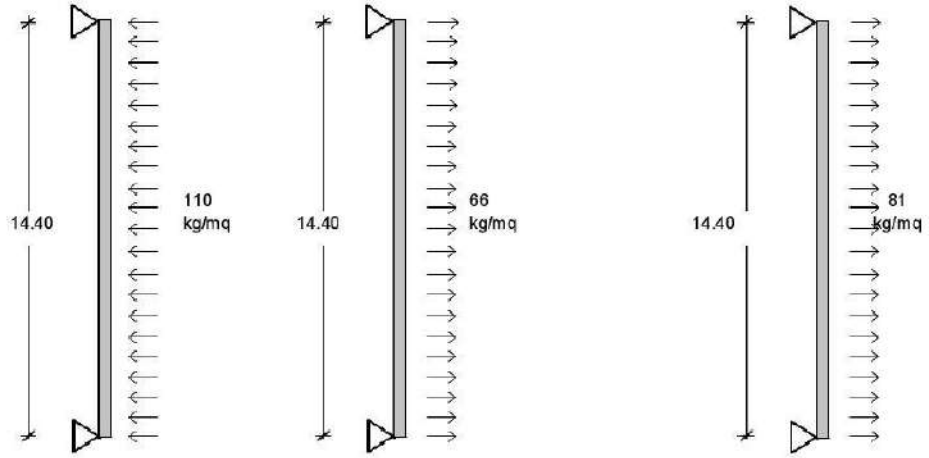
Rete sup	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	
Rete inf	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	

Travetto A	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto C**	As sup	3 Φ 14 =	4.62 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	3 Φ 14 =	4.62 cmq
Travetto B	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto D**	As sup	2 Φ 14 =	3.08 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	2 Φ 14 =	3.08 cmq

SCHEMA STATICO :

Caso 1 - (Vento): *Caso 2 - (Sisma):*

Caso 1a - Vento in dir. - X *Caso 1b - Vento in dir. + X*



VERIFICHE A FLESSIONE SLU* :

Momento in campata massimo	**Msdu+ =**	**10050**	**kgm**		
Asse neutro x :		1.4	cm		
Deformazione cls compresso ε_C :		0.35	%		
Deformazione acciaio teso ε_S :		5.56	%		
	Mrdu+ =	**10821**	**kgm**	**>** **Msdu+**	**OK**

VERIFICA A TAGLIO (senza armatura a taglio)

(4.1.2.3.5.1 DM 17-01-2018)

bw =	60	cm			
d =	23	cm	κ=	1.93	
N_{ed} =	0	kg	A_s=	12.32	cm^2
A_c =	1380	cm^2	ρ=	0.89%	< 2%
σ_{cp} =	0.00	N/mm^2 ≤ (0.2 fcd)	v_{min}=	0.54	

Verifica cls

$$V_{Rd}' = \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} = 9903 \text{ kg}$$

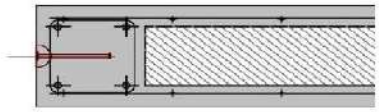
$$V_{Rd}'' = \left(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = 7476 \text{ kg}$$

V_{Rd} = max (V_{Rd}' ; V_{Rd}") = 9903 kg > Vsdu = 2792 kg OK

COMMESSA : Compass_ Data Hall Building - SWP.28-LV
ELEMENTO : Pannello alleggerito - 976 x 249 sp. 28 cm

GEOMETRIA :

Altezza :	976	cm
Larghezza :	249	cm
Spessore complessivo :	28	cm
Altezza sezione resistente :	28	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	23	cm
Larghezza media travetti :	20	cm



Crosta superiore :	5	cm
Alleggerimento :	18	cm
Crosta inferiore :	5	cm
Crosta inferiore :	5	cm

CARICHI :

		SLE		γ	SLU	
Caso 1:	Vento	110	kg/mq	1.5	165	kg/mq
					SLV	
Caso 2:	Sisma				55	kg/mq *

* **Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari (D.M.17/01/2018 - §.7.2.3)**

Momento di inerzia del pannello	J =	390650	cm^4
Periodo fondamentale del pannello	T_a =	0.163	s
Periodo fondamentale della costruzione	T_1 =	0.292	s
Quota copertura dallo zero sismico	H =	10.5	m
Quota baricentro pannello dallo zero sismico	Z =	5.62	m
Accelerazione massima del terreno (cat.A + T_1)	$a_{g.SLV}$ =	0.053	g
Fattore di amplificazione massima spettrale	F_0 =	2.677	
Categoria topografica		T1	
Categoria sottosuolo		C	
Coefficiente in funzione del terreno	S =	1.5	
Accelerazione massima sul pannello	S_a =	0.267	g
Fattore di struttura dell'elemento	q_a =	2	
Forza sismica orizzontale sul pannello	F_a =	1325	kg
Forza sismica orizzontale sul pannello al mq	f_a =	54.5	kg/mq

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right]$$

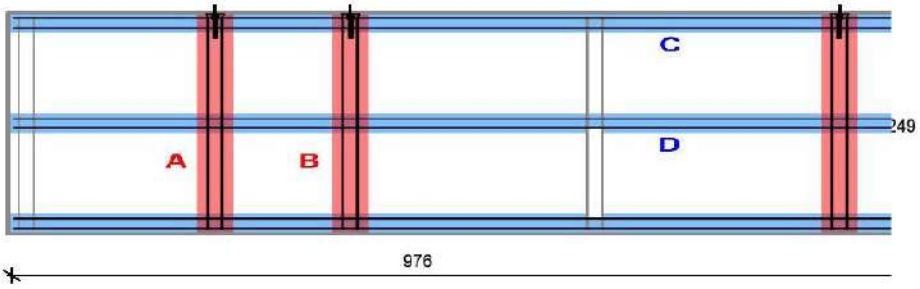
MATERIALI :

CALCESTRUZZO

R_{ck} =	40	N/mm^2
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	33.20	N/mm^2
f_{cm} =	41.20	N/mm^2
f_{cd} =	18.81	N/mm^2
f_{ctm} =	3.10	N/mm^2
f_{ctk} =	2.17	N/mm^2
f_{ctd} =	1.45	N/mm^2
E_c =	33643	N/mm^2

ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm^2
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm^2
E_c =	210000	N/mm^2



ARMATURA :

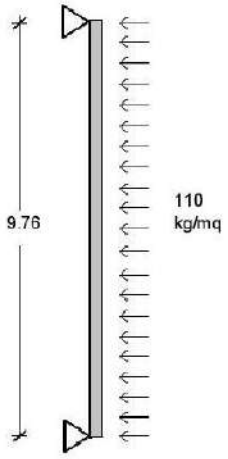
Rete sup	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	
Rete inf	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	

Travetto A	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto C**	As sup	2 Φ 12 =	2.26 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	2 Φ 12 =	2.26 cmq
Travetto B	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto D**	As sup	2 Φ 12 =	2.26 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	2 Φ 12 =	2.26 cmq

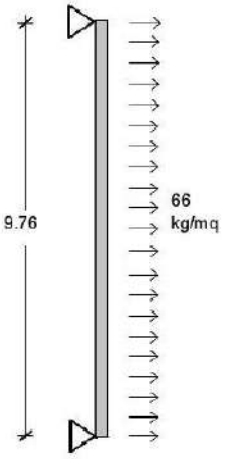
SCHEMA STATICO :

Caso 1 - (Vento):

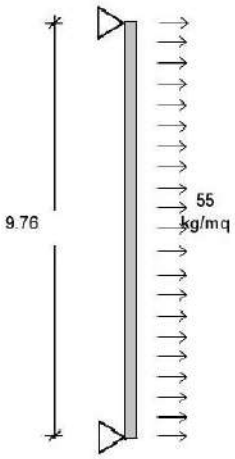
Caso 1a - Vento in dir. - X



Caso 1b - Vento in dir. + X



Caso 2 - (Sisma):



VERIFICHE A FLESSIONE SLU* :

Momento in campata massimo	**Msdu+ =**	**4892**	**kgm**	
Asse neutro x :		0.8	cm	
Deformazione cls compresso ε_C :		0.24	%	
Deformazione acciaio teso ε_S :		6.75	%	
	Mrdu+ =	**6023**	**kgm**	**> Msdu+ OK**

VERIFICA A TAGLIO (senza armatura a taglio)

(4.1.2.3.5.1 DM 17-01-2018)

bw =	60	cm			
d =	23	cm	κ=	1.93	
N_{ed} =	0	kg	A_s=	6.79	cm^2
A_c =	1380	cm^2	ρ=	0.49%	< 2%
σ_{cp} =	0.00	N/mm^2 ≤ (0.2 fcd)	v_{min}=	0.54	

Verifica cls

$$V_{Rd}' = \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} = 8118 \text{ kg}$$

$$V_{Rd}'' = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 7476 \text{ kg}$$

V_{Rd} = max (V_{Rd}' ; V_{Rd}'') = 8118 kg > Vsdu = 2005 kg OK

7.5 PRECAST STEM WALL

COMMESSA :	Compass (Redesco) - Data Hall Building SWP.28-FH
OGGETTO :	Verifica pannelli prefabbricati contro terra (travi porta pannello Support Building e Data Hall) - Caso con pannelli orizzontali

GEOMETRIA MURO:

Larghezza muro in dir. ortogonale al disegno (B)	400	cm			
Geometria CONCIO "1" (H1 S1)	74.1	28		cm	
Geometria CONCIO "2" (H2 S2 D2)	0	0	0	cm	
Geometria CONCIO "3" (H3 S3 D3)	0	0	0	cm	
Geometria CONCIO "4" (H4 S4 D4)	0	0	0	cm	
Altezza cappa collaborante (HC)	0	cm			
Altezza muro sotto solaio (HS)	74	cm			
Altezza muro totale (HT)	74	cm			
Altezza terrapieno (HR)	0	cm			
Altezza fondazione (HF)	40	cm			
Eccentricità appoggio solaio (e)	0	cm			

MATERIALI MURO:

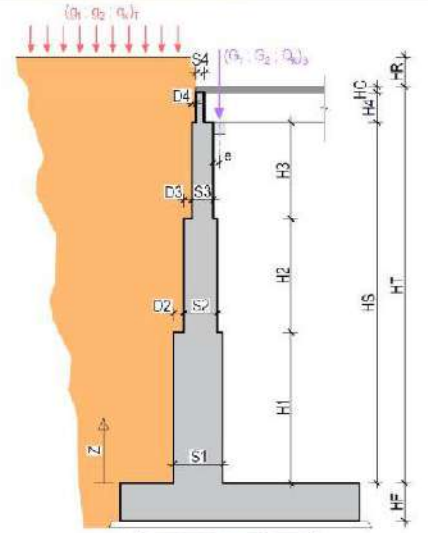
Calcestruzzo muro (R_{ck_M})	400	daN/cmq
Acciaio d'armatura muro (f_{yk})	4500	daN/cmq

AZIONI ELEMENTARI: (valori caratteristici)

A1) Peso proprio calcestruzzo (ρ_C)	2500	daN/mc	
A2) Peso proprio terrapieno (ρ_T)	2000	daN/mc	
A3) Perm. definiti sopra terrapieno ($g_{1,T}$)	0.1	daN/mq	
A4) Perm. non def. sopra terrapieno ($g_{2,T}$)	0	daN/mq	
A5) Variabili sopra terrapieno ($q_{K,T}$)	0	daN/mq	ψ_2 = 1.0
A6) Permanenti definiti solaio ($G_{1,S}$)	0	daN/m	
A7) Permanenti non definiti solaio ($G_{2,S}$)	0	daN/m	
A8) Variabili solaio ($Q_{K,S}$)	0	daN/m	ψ_2 = 0.8
A9) Accel. sismica di progetto SLV (a_g-S)	0.000	g	

TERRAPIENO:

Angolo d'attrito interno terrapieno ($\phi_{T,k}$)		°	
Coefficiente di spinta a riposo (K0)	0.81	-	
Spinta orizz. A2 ($H_{A2\_HT,k}$ $H_{A2\_HT+HF,k}$)	1779	4218	daN
Spinta orizz. A3-A4-A5 ($H_{A345\_HT,k}$ $H_{A345\_HT+HF,k}$)	0	0	daN
Coefficiente di riduzione accel. sismica (β_m)	1	-	
Coefficiente sismici SLV (k_h $\pm k_v$)	0	0	-
Spinta oriz. A9 con $k_v \downarrow$ ($H_{A9\downarrow\_HT}$ $H_{A9\downarrow\_HT+HF}$)	0	0	daN
Spinta oriz. A9 con $k_v \uparrow$ ($H_{A9\uparrow\_HT}$ $H_{A9\uparrow\_HT+HF}$)	0	0	daN



SPINTE ORIZZONTALI MAX.	su "HT"	su "HT+HF"	
SLU-A1	2313	5484	daN
SLE-RARA	1779	4218	daN
SLV	1779	4218	daN

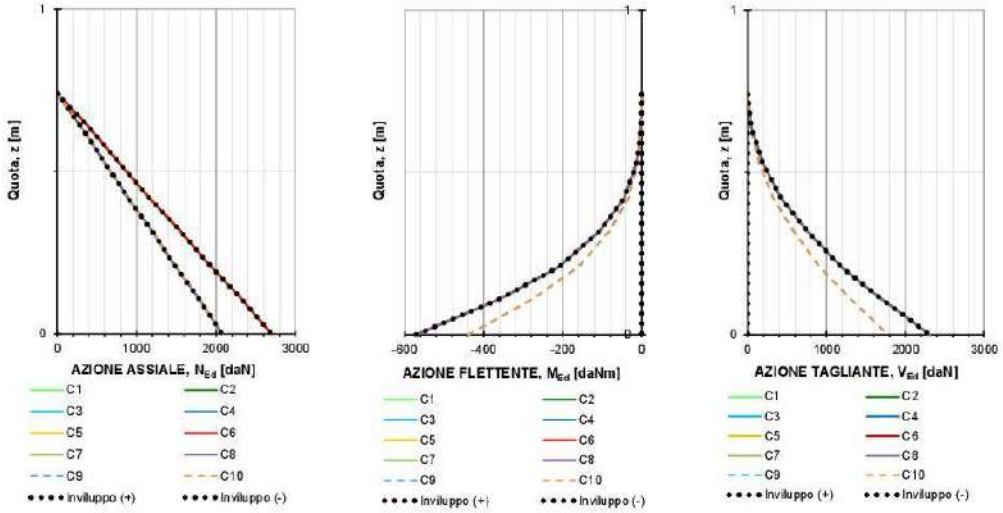
COMBINAZIONI DI CARICO:

	A1	A2 ↓	A2 →	A3 ↓	A3 →	A4 ↓	A4 →	A5 ↓	A5 →	A6	A7	A8	A9 $k_v\downarrow$	A9 $k_v\uparrow$
C1) SLU A1 n°1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50		
C2) SLU A1 n°2	1.30	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.30	1.50	1.50		
C3) SLU A1 n°3	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50		
C4) SLU A1 n°4	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.30	1.50	1.50		
C5) SLU A1 n°5	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.80	0.00		
C6) SLU A1 n°6	1.30	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.00	0.80	0.00		
C7) SLU A1 n°7	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.80	0.00		
C8) SLU A1 n°8	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.00	0.80	0.00		
C9) SLV 1 ($k_v\downarrow$)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	
C10) SLV 2 ($k_v\uparrow$)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80		1.00

VINCOLI:

Superiore (0 = carrello 1 = libero)	1	Quota vincolo:	0.74 m	(piano medio cappa)
Inferiore (0 = cerniera 0÷1 = semi-incastro; 1 = incastro)	1	Quota vincolo:	0.00 m	(base muro)

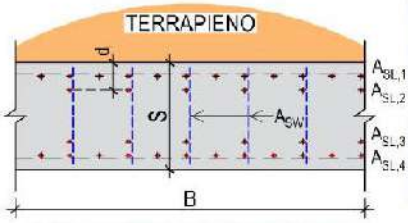
DIAGRAMMI DELLE AZIONI INTERNE



VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO

SEZIONE 1

QUOTA (z) = 0.00 m SPESSORE (S) = 0.28 m



NB: SE SI HANNO SOLO DUE LIVELLI DI ARMATURE A_{SL} COMPILARE I CAMPI "$A_{SL,1}$" e "$A_{SL,4}$"

Armature verticali (A_{SL})								d_i
$A_{SL,1}$	1	ϕ	16	+	ϕ	=	2.01 cmq	9.0 cm
$A_{SL,2}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,3}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,4}$	1	ϕ	16	+	ϕ	=	2.01 cmq	9.0 cm

N.B. Resistenza di 1 Ø16 equivalente a boccola Chryso RUR M20 con armatura integrativa

Armatura a taglio (A_{SW})									
Geom.	d =	9.0	cm	con puntoni compressi ad inclinazione			θ =	45	°
$A_{SW,1}$	br. ϕ	10		con passo vert.	10	cm =	0.00 cmq/m	α =	90 °
$A_{SW,2}$	br. ϕ			con passo vert.		cm =	0.00 cmq/m	α =	°

Spinotti integrativi contro lo scorrimento ($A_{SL,INT}$)							
Mecc. di scorrimento possibile?	SI	→	1	ϕ	20	=	3.14 cmq

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

RUN

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	M_{Ed} [daNm]	$M_{Rd}(N_{Ed})$ [daNm]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	-571	-3345	OK	5.85
C2	2697	-571	-3345	OK	5.85
C3	2075	-571	-3259	OK	5.70
C4	2075	-571	-3259	OK	5.70
C5	2697	-571	-3345	OK	5.85
C6	2697	-571	-3345	OK	5.85
C7	2075	-571	-3259	OK	5.70
C8	2075	-571	-3259	OK	5.70
C9	2075	-440	-3259	OK	7.42
C10	2075	-440	-3259	OK	7.42

VERIFICA A TAGLIO

Resistenza a taglio sufficiente SENZA armature trasversali

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	$V_{Rd,NN\,ARM.\,A.T.}$ [daN]	$V_{Rd,ARM.\,A.T.}$ [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C2	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C3	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C4	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C5	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C6	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C7	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C8	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C9	2075	1779	20635	-	OK	>10
C10	2075	1779	20635	-	OK	>10

VERIFICA A SCORRIMENTO

Resistenza a scorrimento sufficiente SENZA spinotti integrativi

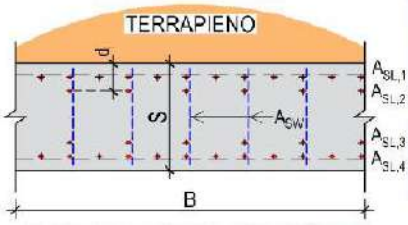
Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	V_{dd} (*) [daN]	V_{id} [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C2	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C3	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C4	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C5	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C6	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C7	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C8	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C9	2075	1779	3898	3093	OK	3.93
C10	2075	1779	3898	3093	OK	3.93

(*) = Il contributo offerto dall "effetto spinotto V_{dd}" alla resistenza a scorrimento computa:
- le armature verticali "A_{SL}" (solo la quota parte risultante in eccesso dalla precedente verifica a presso-flessione);
- gli spinotti integrativi "$A_{SL,INT}$" (solo se risultanti necessari).

VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO

SEZIONE 2

QUOTA (z) = 0.00 m SPESSORE (S) = 0.28 m



NB: SE SI HANNO SOLO DUE LIVELLI DI ARMATURE A_{SL} COMPILARE I CAMPI "$A_{SL,1}$" e "$A_{SL,4}$"

Armature verticali (A_{SL})								d_i
$A_{SL,1}$	2	ϕ	12	+	ϕ	=	2.26 cmq	6.0 cm
$A_{SL,2}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,3}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,4}$	2	ϕ	12	+	ϕ	=	2.26 cmq	6.0 cm

Armatura a taglio (A_{SW})										
Geom.	d	=	9.0	cm	con puntoni compressi ad inclinazione			θ =	45	°
$A_{SW,1}$	0	br. ϕ	10	con passo vert.	10	cm =	0.00 cmq/m	α =	90	°
$A_{SW,2}$		br. ϕ		con passo vert.		cm =	0.00 cmq/m	α =		°

Spinotti integrativi contro lo scorrimento (A_{SL_INT})					
Mecc. di scorrimento possibile?	NO	→	ϕ	=	0.00 cmq

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

RUN

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	M_{Ed} [daNm]	$M_{Rd}(N_{Ed})$ [daNm]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	-571	-4244	OK	7.43
C2	2697	-571	-4244	OK	7.43
C3	2075	-571	-4159	OK	7.28
C4	2075	-571	-4159	OK	7.28
C5	2697	-571	-4244	OK	7.43
C6	2697	-571	-4244	OK	7.43
C7	2075	-571	-4159	OK	7.28
C8	2075	-571	-4159	OK	7.28
C9	2075	-440	-4159	OK	9.46
C10	2075	-440	-4159	OK	9.46

VERIFICA A TAGLIO

Resistenza a taglio sufficiente SENZA armature trasversali

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	$V_{Rd\_NN\ ARM.\ A\ T.}$ [daN]	$V_{Rd\_ARM.\ A\ T.}$ [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C2	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C3	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C4	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C5	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C6	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C7	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C8	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C9	2075	1779	20635	-	OK	>10
C10	2075	1779	20635	-	OK	>10

VERIFICA A SCORRIMENTO

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	V_{dd} (*) [daN]	V_{id} [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	-	-	-	-
C2	2697	2313	-	-	-	-
C3	2075	2313	-	-	-	-
C4	2075	2313	-	-	-	-
C5	2697	2313	-	-	-	-
C6	2697	2313	-	-	-	-
C7	2075	2313	-	-	-	-
C8	2075	2313	-	-	-	-
C9	2075	1779	-	-	-	-
C10	2075	1779	-	-	-	-

(*) = Il contributo offerto dall "effetto spinotto V_{dd}" alla resistenza a scorrimento computa:
- *le armature verticali "A_{SL}" (solo la quota parte risultante in eccesso dalla precedente verifica a presso-flessione);*
- *gli spinotti integrativi "A_{SL_INT}" (solo se risultanti necessari).*

NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A03-SUPPORT BUILDING

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	DP	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	DP	MEG

Table of contents

1 INTRODUCTION 4
1.1 SCOPE OF DOCUMENT 4
2 CALCULATION MODEL 5
2.1 STATIC SCHEME 5
2.2 FEM CODE 6
2.3 FEM MODELING CRITERIA 7
2.4 BASIC LOADING CONDITIONS 9
2.5 LOAD CONDITIONS GENERATED BY SEISMIC ANALYSIS 9
2.6 LOADING CASES (COMBINATIONS OF ALL LOADING CONDITIONS) 10
3 MAIN RESULTS 13
3.1 SEISMIC ANALYSIS (LINEAR DYNAMIC ANALYSIS) 13
4 GLOBAL CHECKS 24
4.1 VERIFICATION OF THE TORSIONAL DEFORMABILITY OF THE BUILDING 24
4.2 VERIFICATION OF THE EFFECTS OF THE SECOND ORDER TO THE SLV 24
4.2.1 Verification of SLV displacements 25
4.2.2 Verification of SLD displacements 25
4.2.3 Structural joint check 26
4.2.4 Verification of displacements at SLE with prevailing wind 26
5 SAFETY CHECKS OF INDIVIDUAL STRUCTURAL ELEMENTS 27
5.1 SLE SLU/SLV safety checks 27
5.2 SLE SLU/SLV DUCTILITY safety checks 27
5.3 SLD safety checks 27

6 EXAMINATION OF RESULTS AND CHECKS 28
6.1 Evaluation of the correctness of the model 28
6.2 Reasoned opinion of acceptability of results 28
7 STRUCTURAL ELEMENTS SAFETY CHECKS 29
7.1 COLUMNS 29
7.2 BEAMS 33
7.2.1 “TL” beams 33
7.2.2 Rectangular beams 39
7.3 “Double Tee” beams 42
7.4 Thermal break precast panels 45
7.5 Precast stem walls 47

1 INTRODUCTION

1.1 SCOPE OF DOCUMENT

This document summarizes the general calculations carried on for the precast structures of the "SUPPORT BUILDING" (SB).

- Foundations:
  - for precast reinforced concrete columns: foundation plinths on reinforced concrete piles to be cast in place, equipped with corrugated tubes mixed with a "Peikko" type system and vertical reinforcement bars protruding from the foot of the columns ([1]) to be threaded/engulfed ([2]) into the foundation;
- Primary vertical structural elements (carrying vertical loads and seismo-resistant):
  - precast concrete columns with 50x70 section.

- Roof:
  - Primary structure: it is formed by precast beams in c.a.p. (Calcestruzzo Armato Precompresso or Presteressed Concrete with "L" section (height = 120 cm, core = 40 cm) mechanically bound to the supports ([3]) by means of steel bars B450C or threaded cl. 8.8 strung/engraved ([2]) in corrugated ducts arranged at the top of the precast columns;
  - Secondary structure: it is formed by double T elements in c.a.p., type "TT" (height = 95 cm) connected by the use of complementary concrete casted on the perimeter of the building; the remaining part of the slab is connected punctually by inserts to be welded on site;

- Non-structural construction elements:
  - Precast panels in reinforced concrete for infill, with vertical development in direct support on the foundation structures and retained by the precast load-bearing structures by means of appropriate mechanical inserts;
  - **(*)** doors and windows;
  - **(*)** roof stratigraphy;
  - **(*)** Hanging systems and loads.

(*) = Structural and non-structural elements, whose specific design is not the responsibility of the undersigned, which however have been taken into account in the modeling / design of the building.

[1] Type “C” joint [D.M.17/01/2018, Par.7.4.5.2.1 e Tab.7.2.I].

[2] Connection obtained by high performance pourable/expansive cement mortar .

[3] Non-movable joint: γ_{Rd} = 1.2 [D.M.17/01/2018, Par.7.4.5.2.1 e Tab.7.2.I].

2 CALCULATION MODEL

In this paragraph, the static schematizations and the calculation models and FEM modeling defined for the structural design of the analyzed building are illustrated.

2.1 STATIC SCHEME

The structural calculation of the building in question has been set up by referring to the following static schemes:

- foundation structures: foundation plinths on piles, arranged in a moment–resisting layout;
- primary vertical structural elements: isostatic cantilevers restrained at the base;
- secondary vertical structural elements: vertical connecting rods;
- horizontal structural elements: isostatic beams hinged at the ends;
- non-structural construction elements: weights/masses positionated according to schemes;
- Design loads: weights/masses suitably applied according to schemes.

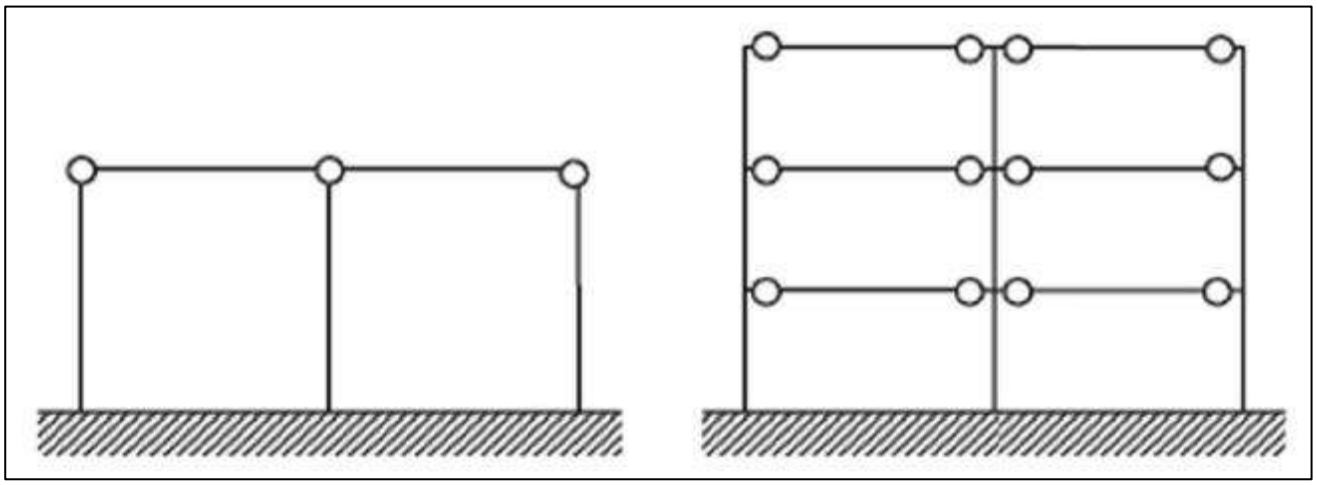


Figure 1 – Static typological scheme for "precast structures with columns embedded at the base and horizontals hinged to them"

2.2 FEM CODE

The following finite element calculation software has been used to calculate the stresses on the structure.

DOLMEN WIN (R), version 18 of 2018, produced, distributed and assisted by CDM DOLMEN srl, based in Turin, Via Drovetti 9 / F. This calculation code is developed in Windows environment and written using the Fortran languages.

It allows linear elastic analysis of three-dimensional structures with nodes at six degrees of freedom using a finite element solver. The moldable finite elements are the beam, with any internal junctions or rotation around its axis, and the shell, both rectangular and triangular, having membrane and plate behavior. Loads can be applied both to nodes, as forces or concentrated pairs, and to beams, as distributed forces, trapezoids, concentrates, as pairs and as thermal distortions. Constraints are provided by the six elastic stiffness constants. The software allows a detailed analysis of the behavior of the entire structure in linear elastic field, and is able to take into account the stiffening behavior of even complex septa and floors considered with their actual stiffness. You can also choose the degree to which the analysis of complex elements is refined using more detailed meshes.

To support the program, an extensive user manual is provided, containing, among other things, a wide range of validation tests both on classic examples of Construction Science and on particularly demanding structures that can be found in the specialized bibliography.

The reliability of the calculation code is guaranteed by the existence of extensive supporting documentation, as indicated in the previous paragraph. The presence of a CAD module for the introduction of data allows the detailed visualization of the introduced elements. It is also possible to obtain graphic representations of deformations and stresses of the structure. At the end of the processing, the quality of the solution is also evaluated, based on the equality of external work and strain energy.

2.3 FEM MODELING CRITERIA

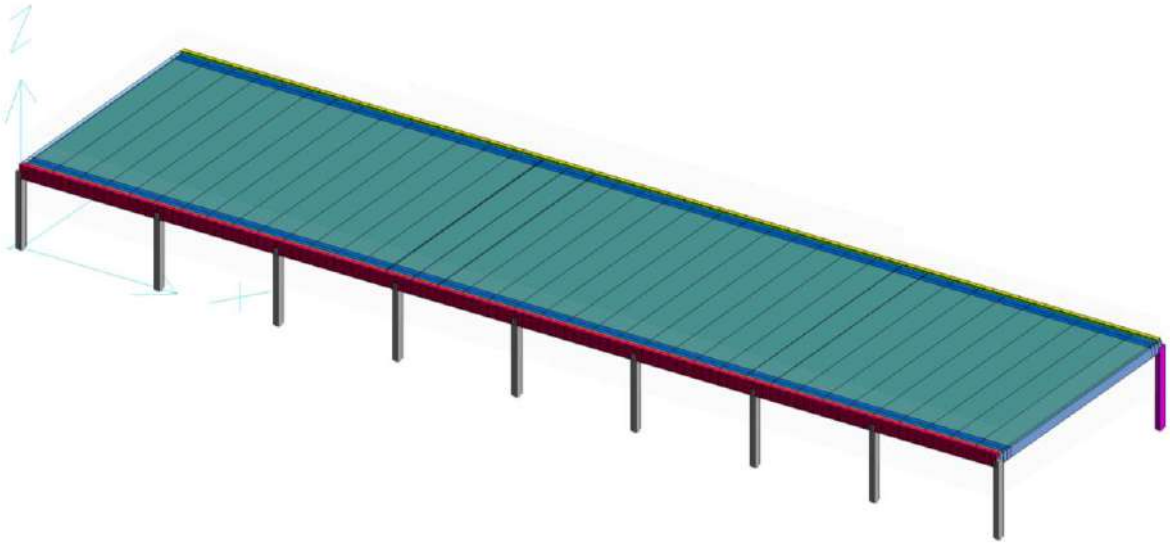


Figure 2. FEM 3D model, solid.

According to the static schematizations set out in paragraph 2.1, the load-bearing structures of the building in question are analyzed using a three-dimensional FEM model, illustrated in the previous figure, developed with reference to the general criteria listed below:

- The precast reinforced concrete/c.a.p. columns and beams have been modeled using one-dimensional finite elements;
- the precast tiles in c.a.p. have been modeled using one-dimensional finite elements, the loads have been introduced as a floor load with unidirectional warping orthogonal to the tiles; the integrative jets were simulated by means of two-dimensional "membrane" elements (zero off-plane flexural stiffness);
- The absolute constraints and the relative releases have been defined precisely:
  - precast reinforced concrete columns: absolute joints at the foot (connection between the columns and the plinths);
  - precast reinforced concrete beams: flexural and torsional junctions at the ends;
  - precast concrete tiles: flexural and torsional junctions at the ends;
  - "mobile" type supports: vertical absolute trolleys;
- in compliance with NTC2018 (Ministerial Decree 17/01/2018, Par.7.2.6), the flexural and cutting stiffness of the seismo-resistant reinforced concrete elements have been appropriately reduced (depending on the degree of compression), to take into account the cracking in seismic conditions:

- precast reinforced concrete columns: stiffness reduced to 75% at both SLV and SLD [4] ;
- reinforced concrete beams: stiffness maintained at 100% (these are elements hinged at the ends, which do not collaborate to constitute a seismo-resistant frame with transfer of bending moments to the nodes);

- the seismic zero was placed at the interlocking level of the columns in the plinths;
- the deck loads were introduced as unidirectional floor loads with warping such as to translate into load per linear meter along the primary warping elements;
- the non-structural elements were not modeled, but were introduced as appropriately positioned weights/masses;
- the action of the wind was simulated as a horizontal static action;
- the seismic action was simulated by performing linear dynamic analysis compliant with the current NTC2018 for each of the project spectra.

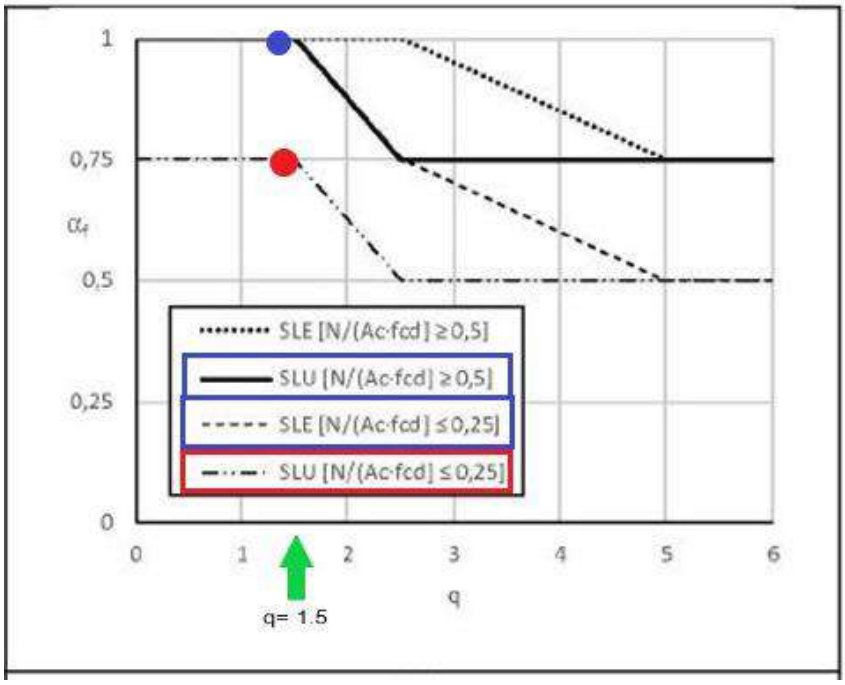


Figure 3. Quantification of elastic stiffness reduction coefficients for seismic resistant elements in reinforced concrete (Circ.Min. 21/01/2019 n°7, Fig.C7.2.5).

[4] As shown in Figure 3, SLE elastic stiffness could be reduced to a lesser extent than SLUs; however, considering SLEs the same elastic stiffness as SLUs is conservative because it penalizes SLE checks in terms of displacements.

2.4 BASIC LOADING CONDITIONS

Below is a list of the elementary load conditions defined for FEM analyses.

- 001) Peso_Proprio [Peso proprio]
- 002) Getto_Integrativo [Peso proprio]
- 003) Permanente [Permanente]
- 004) Variabile [Permanente]
- 005) Dilatazioni_termiche [Variazioni Termiche]
- 006) Vento+X [Vento X]
- 007) Vento-X [Vento X]
- 008) Vento+Y [Vento Y]
- 009) Vento-Y [Vento Y]
- 010) Tampo_solo_massa [Altro ...]
- 011) Neve [Neve (<1000m slm)]

2.5 LOAD CONDITIONS GENERATED BY SEISMIC ANALYSIS

Below, the load conditions generated by the seismic analysis are listed, which are in addition to the elementary load conditions listed in the previous paragraph.

It is specified that, among all the modes of vibration calculated by the seismic analysis, only significant eigenvectors have been considered by virtue of the requirements of Ministerial Decree 17/01/2018 Par.7.3.3.1:

- modes of vibration with participating mass greater than 5%;
- number of modes of vibration such that the total participating mass is greater than 85%

- 012) Autovett_001_(X) [Modo proprio X]
- 013) Autovett_001_(Y) [Modo proprio Y]
- 014) Autovett_002_(X) [Modo proprio X]
- 015) Autovett_002_(Y) [Modo proprio Y]
- 016) Autovett_003_(X) [Modo proprio X]
- 017) Autovett_003_(Y) [Modo proprio Y]
- 018) Autovett_004_(X) [Modo proprio X]
- 019) Autovett_004_(Y) [Modo proprio Y]
- 020) Autovett_005_(X) [Modo proprio X]
- 021) Autovett_005_(Y) [Modo proprio Y]
- 022) Autovett_006_(X) [Modo proprio X]
- 023) Autovett_006_(Y) [Modo proprio Y]
- 024) Sisma_X [Sisma X SLU (st lin)]
- 025) Sisma_Y [Sisma Y SLU (st lin)]
- 026) Torcente_add._X [Torcente addiz X SLU]
- 027) Torcente_add._Y [Torcente addiz Y SLU]

2.6 LOADING CASES (COMBINATIONS OF ALL LOADING CONDITIONS)

Below, we list the loading cases, i.e. the combinations of all the loading conditions that must be taken into account in accordance with current regulations.

Tabella 1. Description of load cases (combinations of elementary and seismic load conditions).

n° CASO	n° sestetti	Descrizione	Tipo di combinazione	Descrizione per esteso
1	2	*SLU A1_1*	**SLU, fundamental combination**	Characteristic loads amplified by partial coefficients for actions "A1" [D.M. 17/**01**/2018, Tab.2.6.I]. Main horizontal action: **THERMAL EXPANSION**
2	2	*SLU A1_2*		
3	2	*SLU A1_3*		
4	2	*SLU A1_4*		
5	2	*SLU A1_5*		Characteristic loads amplified by partial coefficients for actions "A1" [D.M. 17/**01**/2018, Tab.2.6.I]. Main horizontal action: **WIND**
6	2	*SLU A1_6*		
7	2	*SLU A1_7*		
8	2	*SLU A1_8*		
9	2	*SLE rara_1*	**SLE, rare combination**	Unamplified characteristic loads. Main horizontal action: **THERMAL EXPANSION**
10	2	*SLE rara_2*		
11	2	*SLE rara_3*		
12	2	*SLE rara_4*		
13	2	*SLE rara_5*		Unamplified characteristic loads. Main horizontal action: **WIND**
14	2	*SLE rara_6*		
15	2	*SLE rara_7*		
16	2	*SLE rara_8*		
17	1	*SISMA SLV X*	**SLV seismic action effects**	CQC combination of computed eigenvectors with SLV design spectrum
18	1	*SISMA SLV Y*		
19	16	*SLV con sisma in X principale*	**SLV seismic combinations**	SLV seismic action effects, amplified if necessary by 1/**(1-θ)** [D.M. 17/01/2018, Par.7.3.1], then combined with the concomitant vertical loads by seismic combination
20	16	*SLV con sisma in Y principale*		
21	16	*SLD con sisma in X principale*	**SLD seismic combinations**	SLD seismic action effects (derived by reducing SLV effects by an appropriate scale factor, calculated as the ratio of SLD to SLV design spectra) combined with concomitant vertical loads from seismic combination
22	16	*SLD con sisma in Y principale*		

Below, the load cases implemented in the FEM calculation software are shown in line with what is qualitatively described in the previous table:

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE				CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU STR A1_T V+x	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				5	Vento_+X	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
2	SLU STR A1_T V-x	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				6	Vento_-X	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
3	SLU STR A1_T V+y	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				7	Vento_+Y	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
4	SLU STR A1_T V-y	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.500	+/-		
				8	Vento_-Y	.900	+		
				10	Neve	.750	+		
5	SLU STR A1_V+x T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				5	Vento_+X	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
6	SLU STR A1_V-x T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				6	Vento_-X	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
7	SLU STR A1_V+y T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				7	Vento_+Y	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
8	SLU STR A1_V-y T	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.300	+		
				2	Getto_integrativo	1.300	+		
				3	Permanenti	1.500	+		
				8	Vento_-Y	1.500	+		
				10	Neve	1.500	+		
				9	Tamponamenti	1.500	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	.900	+/-		
9	SLE rara_T V+x	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				5	Vento_+X	.600	+		
				10	Neve	.500	+		
				9	Tamponamenti	1.000	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-		
10	SLE rara_T V-x	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-		
				6	Vento_-X	.600	+		
				10	Neve	.500	+		
				9	Tamponamenti	1.000	+		
11	SLE rara_T V+y	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Getto_integrativo	1.000	+		
				3	Permanenti	1.000	+		
				7	Vento_+Y	.600	+		
				10	Neve	.500	+		

				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-				
12	SLE rara_T V-y	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				8	Vento_-Y	.600	+				
				10	Neve	.500	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	1.000	+/-				
13	SLE rara_V+x T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				5	Vento_+X	1.000	+				
				10	Neve	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-				
14	SLE rara_V-x T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				6	Vento_-X	1.000	+				
				10	Neve	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-				
15	SLE rara_V+y T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				7	Vento_+Y	1.000	+				
				10	Neve	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-				
16	SLE rara_V-y T	RARA	somma	1	Peso_proprio	1.000	+				
				2	Getto_integrativo	1.000	+				
				3	Permanenti	1.000	+				
				8	Vento_-Y	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
				10	Neve	1.000	+				
				4	Dilatazioni_Termiche	.600	+/-				
17	SISMAX SLU	NONUT	somma	12	Autovett_001_(X)	1.000	quad				
				13	Autovett_002_(X)	1.000	quad				
				15	Autovett_003_(X)	1.000	quad				
				19	Torcente_add._X	1.000	+/-				
18	SISMAY SLU	NONUT	somma	14	Autovett_002_(Y)	1.000	quad				
				16	Autovett_003_(Y)	1.000	quad				
				20	Torcente_add._Y	1.000	+/-				
19	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	17	1.164		
				2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.300		
				3	Permanenti	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
20	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	18	1.000		
				2	Getto_integrativo	1.000	+	17	.349		
				3	Permanenti	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
21	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	17	.439		
				2	Getto_integrativo	1.000	+	18	.132		
				3	Permanenti	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				
22	SLD con SISMAY PRINC	SLD	somma	1	Peso_proprio	1.000	+	18	.439		
				2	Getto_integrativo	1.000	+	17	.132		
				3	Permanenti	1.000	+				
				9	Tamponamenti	1.000	+				

3 MAIN RESULTS

The following paragraphs show the results obtained through the finite element modeling conducted for the building under examination.

3.1 SEISMIC ANALYSIS (LINEAR DYNAMIC ANALYSIS)

Below, the most significant results of the seismic analysis (linear dynamic analysis), conducted considering the seismic masses referred to in the load combination, illustrated in the previous discussion, are reported.

```
ANALISI DINAMICA                                  lavoro :\COMSB2

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
Assi di vibrazione:   X   Y
Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio  sito in località  NOVIGLIO ( long. 9.069   lat. 45.357500 )

Categoria del suolo di fondazione  = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500

Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000

S   =  1.500

Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni

Coefficiente d'uso CU           = 1.5

Periodo di riferimento VR       = 75.0

PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %

Tempo di ritorno                = 711

Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0


Valori risultanti per :
ag  0.531  [g/10]
Fo  2.676
TC* 0.291


Fattore di comportamento q         = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.439


CONDIZIONI DI RIFERIMENTO   COEFFICIENTE       PESO RISULTANTE
                                                      [kN]
                1.                1.000           15825.560
                2.                1.000               0.000
                3.                1.000            6775.484
```

9.	1.000	0.000
11.	1.000	2914.639

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO	MASSA ATTIVATA		
	[sec]	%X	%Y	%Z
1	1.602884	99.847	0.000	0.000
2	1.168120	0.007	96.515	0.000
3	1.124504	0.141	3.413	0.000
MASSA TOTALE		99.994	99.928	0.000

The following images show the deformations corresponding to the main vibration modes.

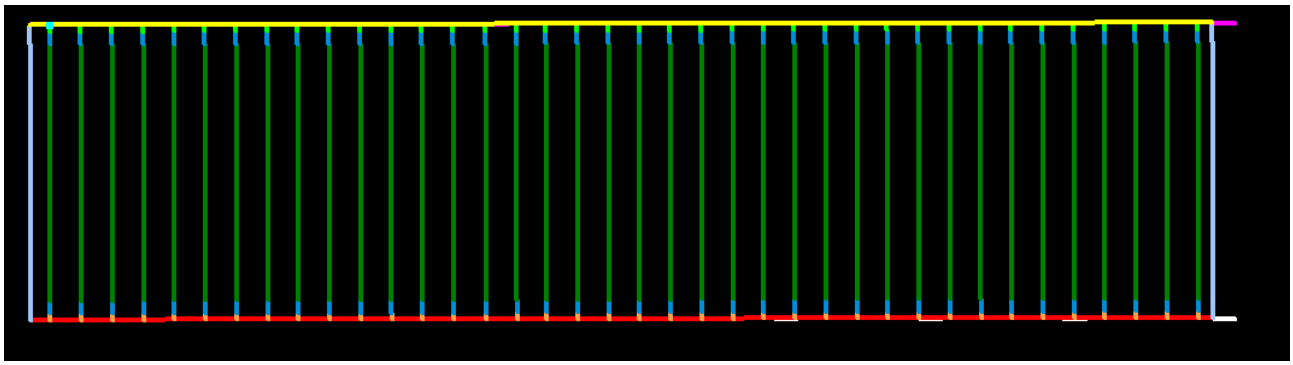


Figure 4 – Deformed relative to the first mode of vibration (Top view) – T = 1.602884 s.

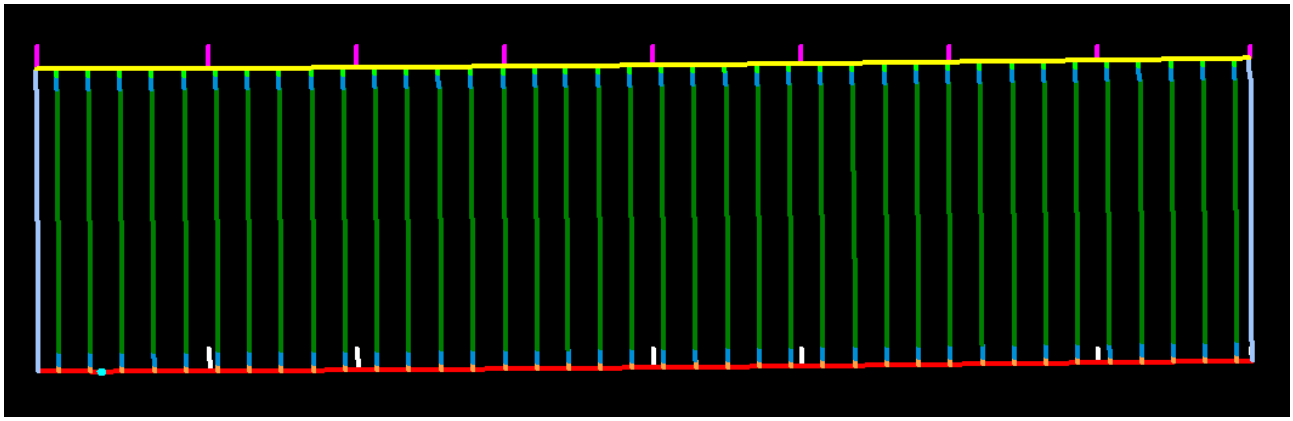


Figure 5 – Deformed relative to the second mode of vibration (seen from above) – T = 1.168120 s.

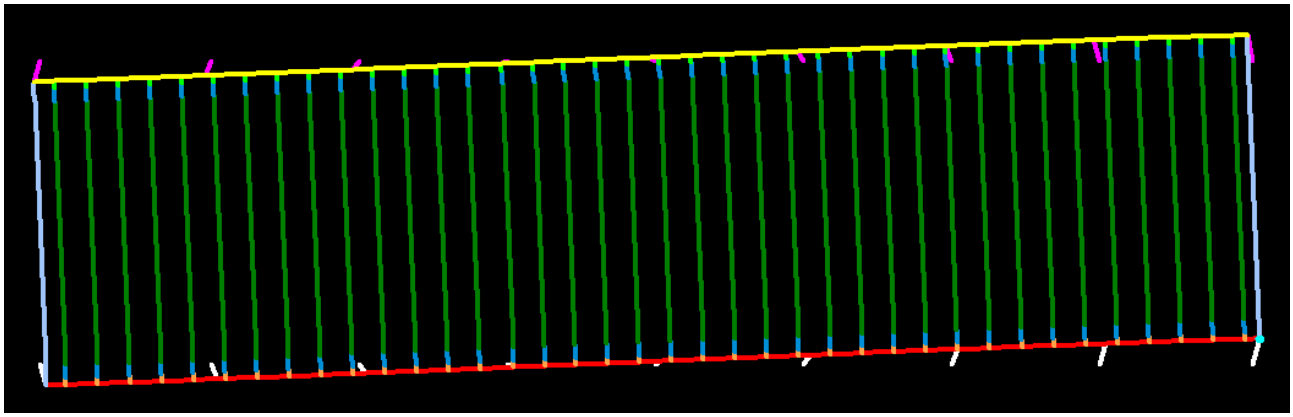
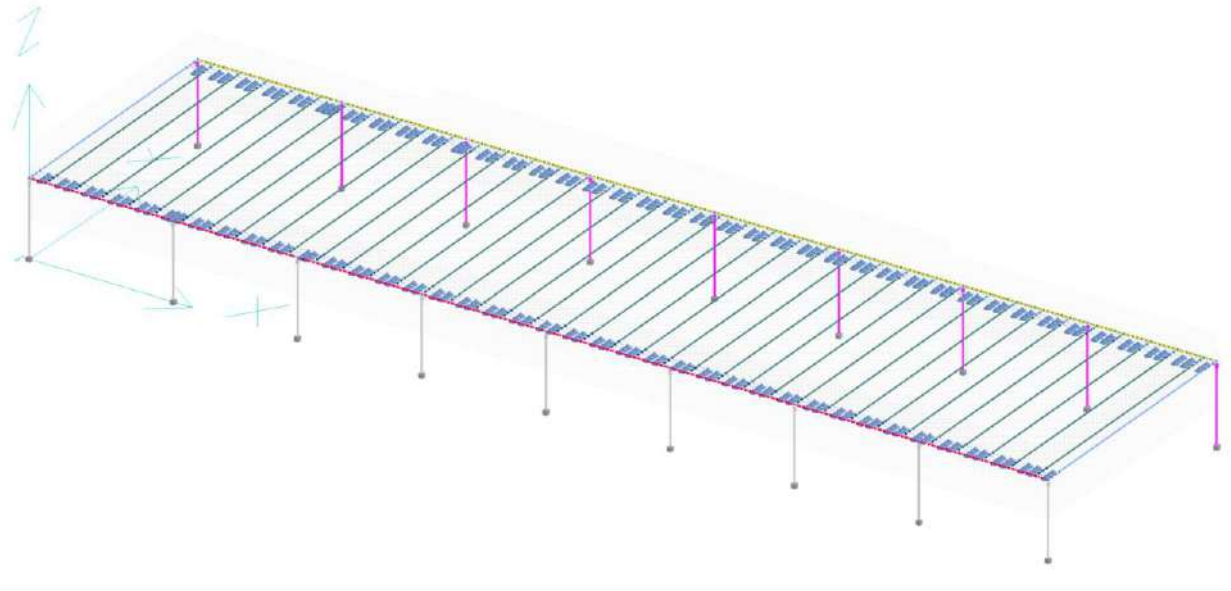


Figure 6 – Deformed relative to the third way of vibrating (seen from above) – T = 1.24504 s.

The following images show the stresses obtained from the implemented calculation model.



FEM model: overall ("wireframe" display mode).

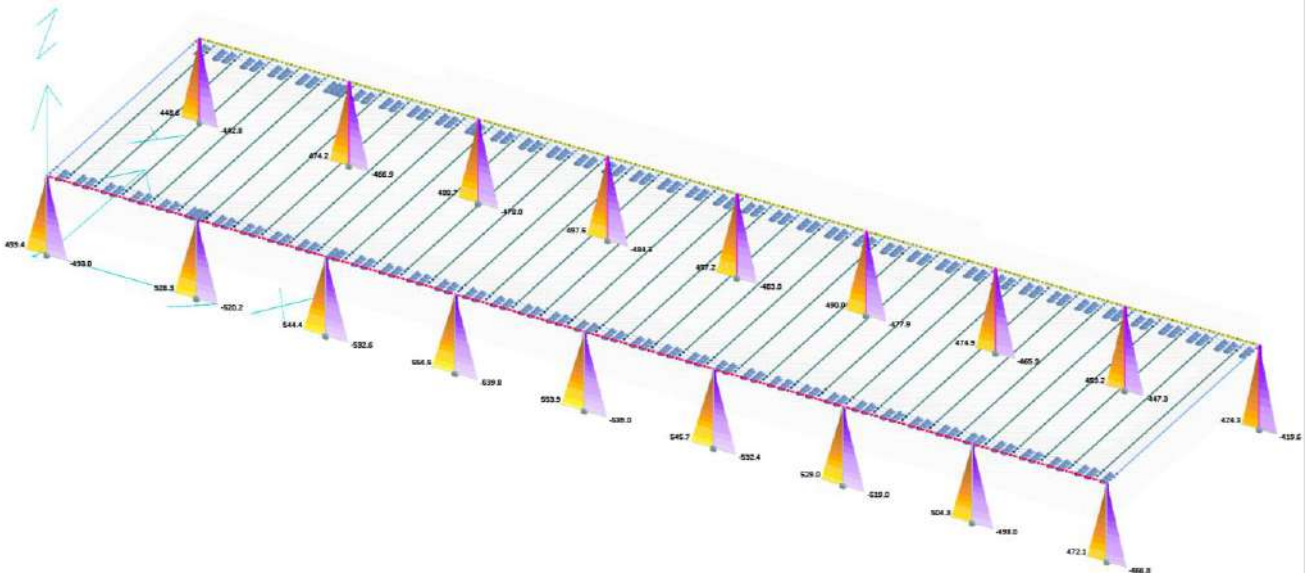


Figure 7 – Bending moments Mxx SLU.

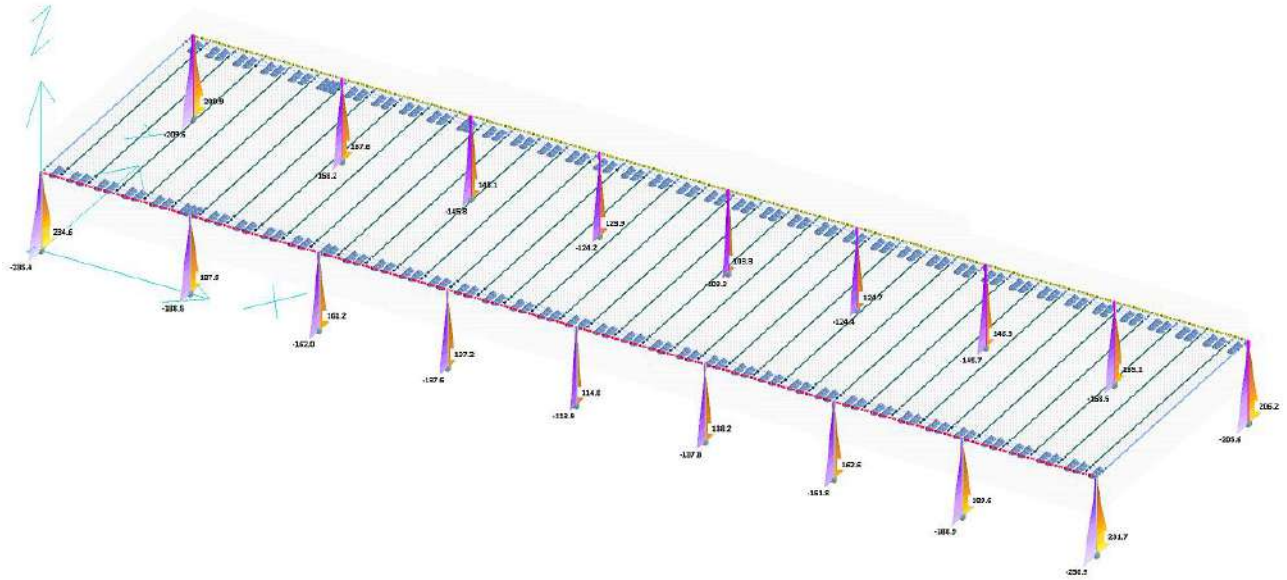


Figure 8 – Bending moments Myy SLU.

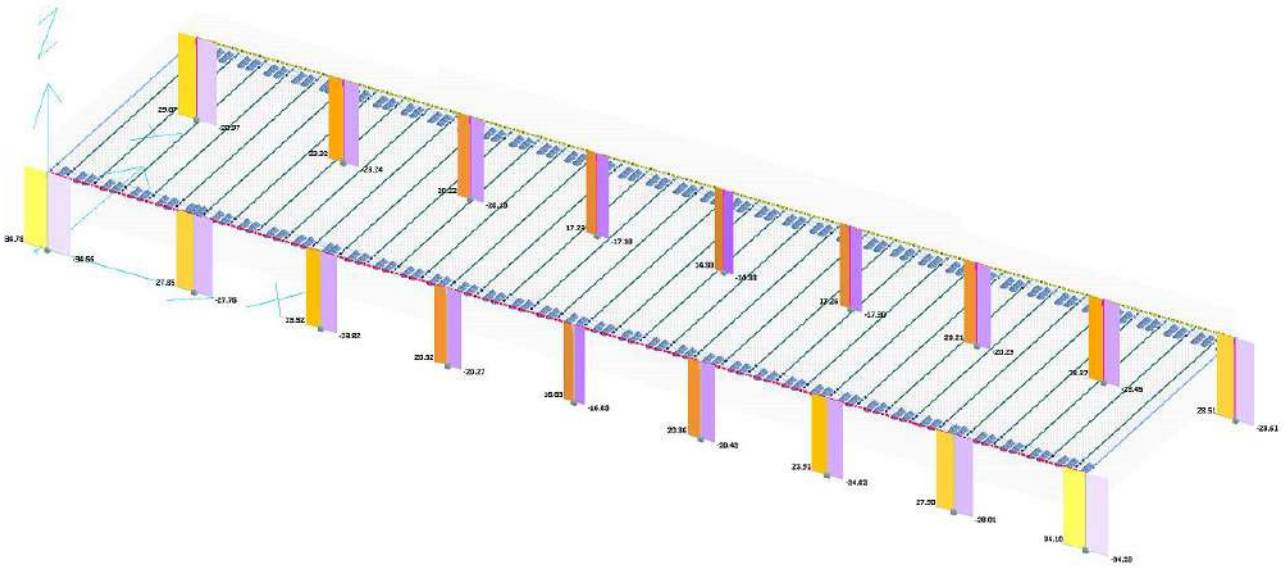


Figure 9 – Shear force Tx SLU.

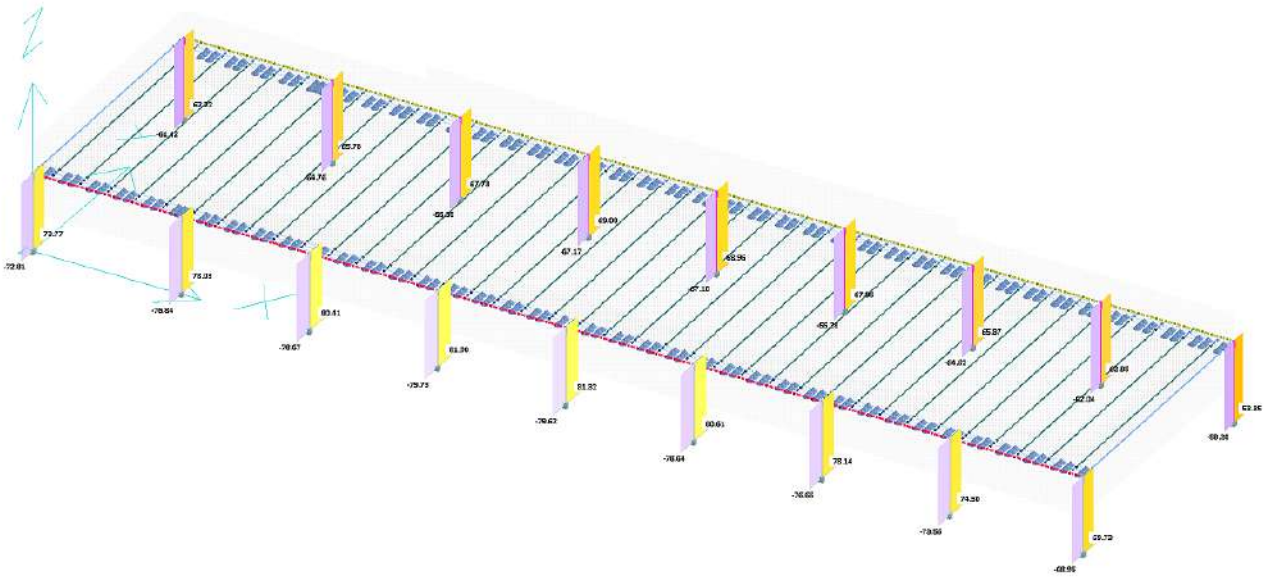


Figure 10 – Shear force Ty SLU.

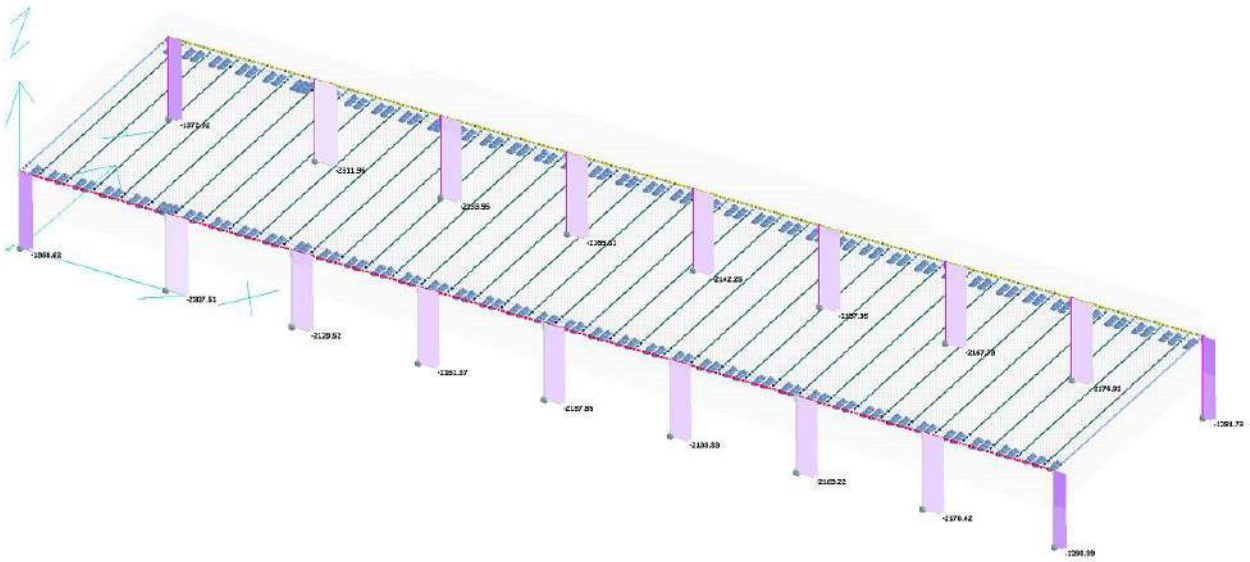


Figure 11 – Axial action N SLU.

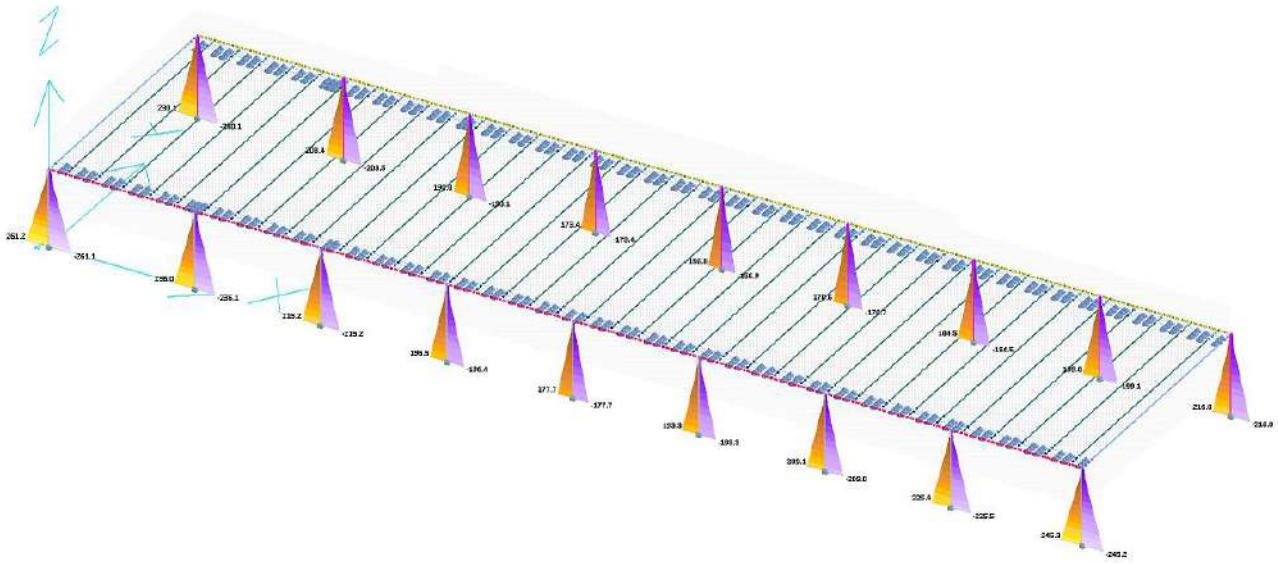


Figure 12 – Mxx SLV moments with main SISMA X.

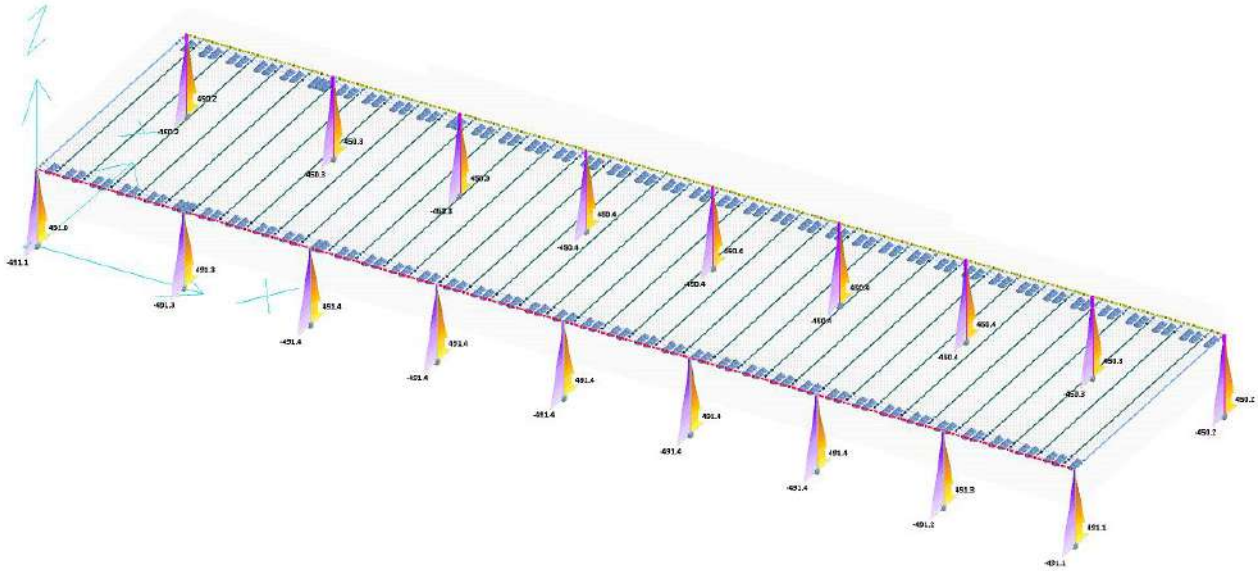


Figure 13 – Myy SLV moments with main SISMA X.

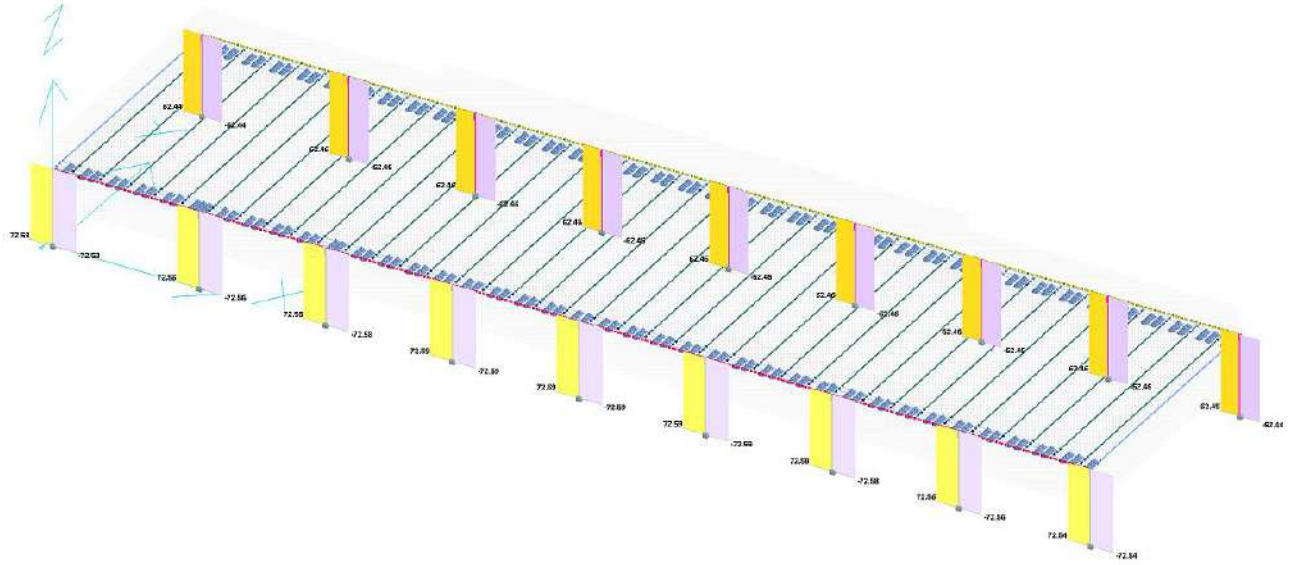


Figure 14 –Tx SLV shear force with main SISMA X.

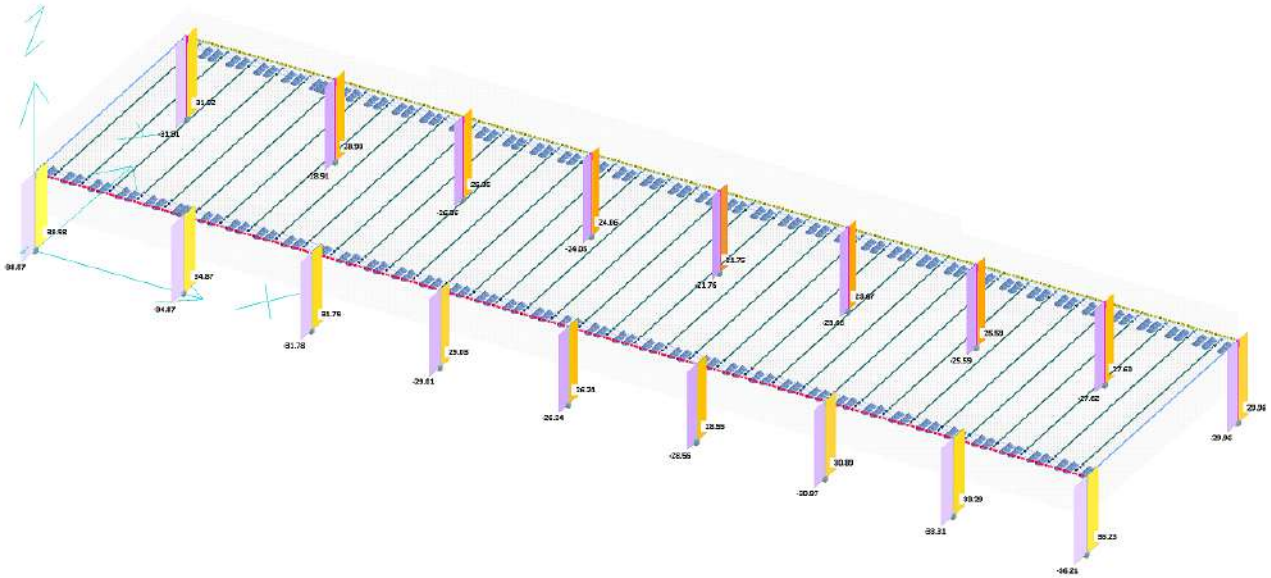


Figure 15 – Ty SLV shear force with main SISMA X.

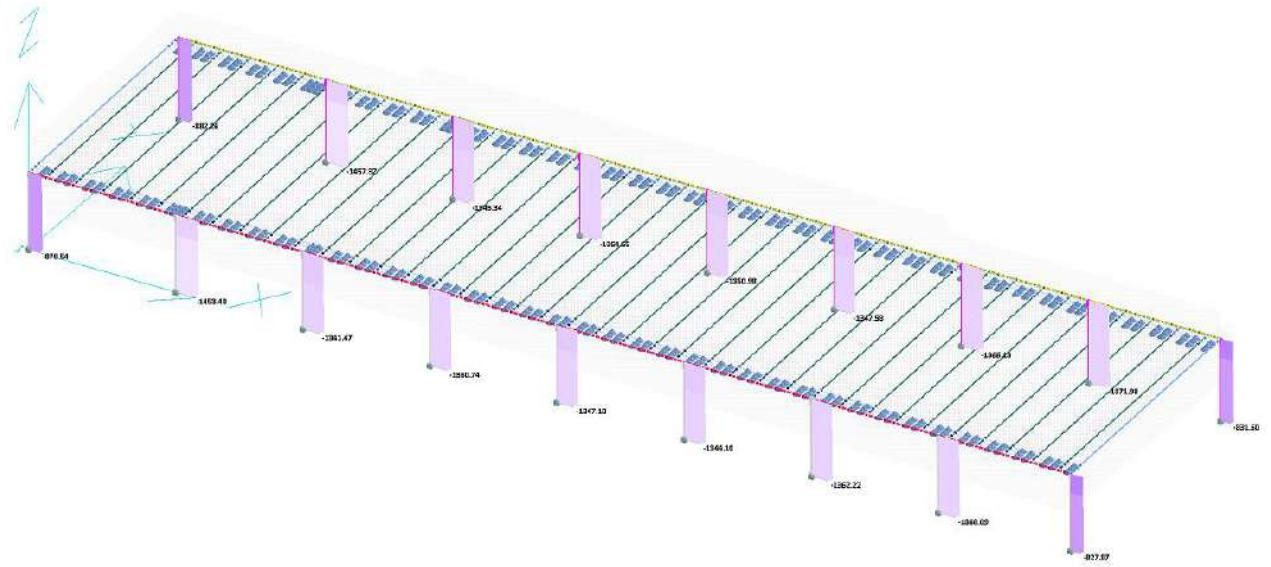


Figure 16 –N SLV Axial action with main SISMA X.

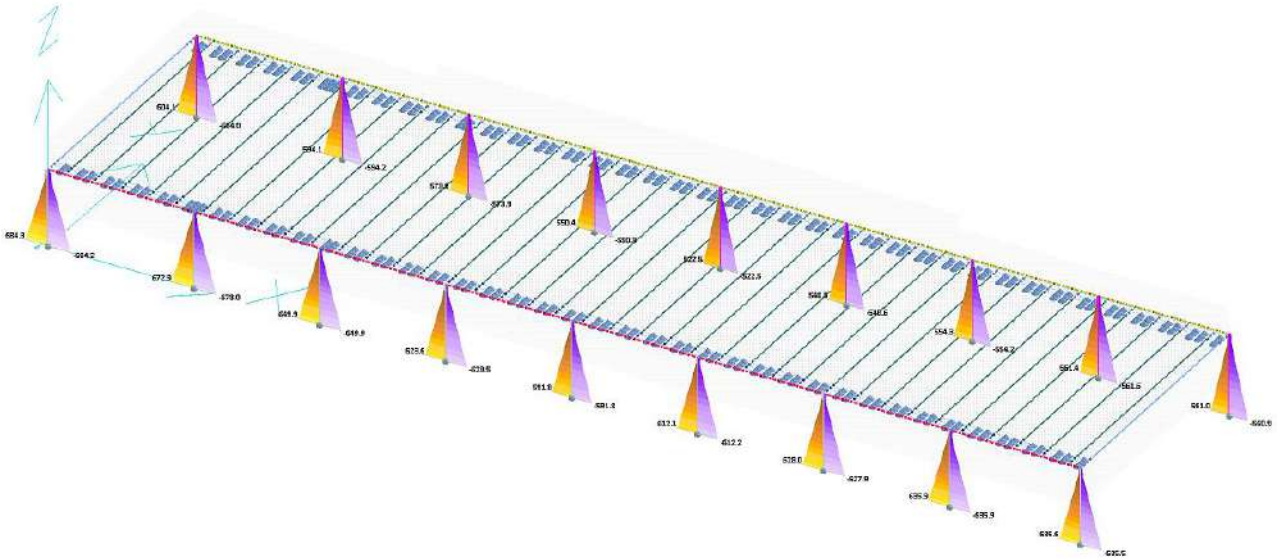


Figure 17 – Mxx SLV moments with main SISMA Y.

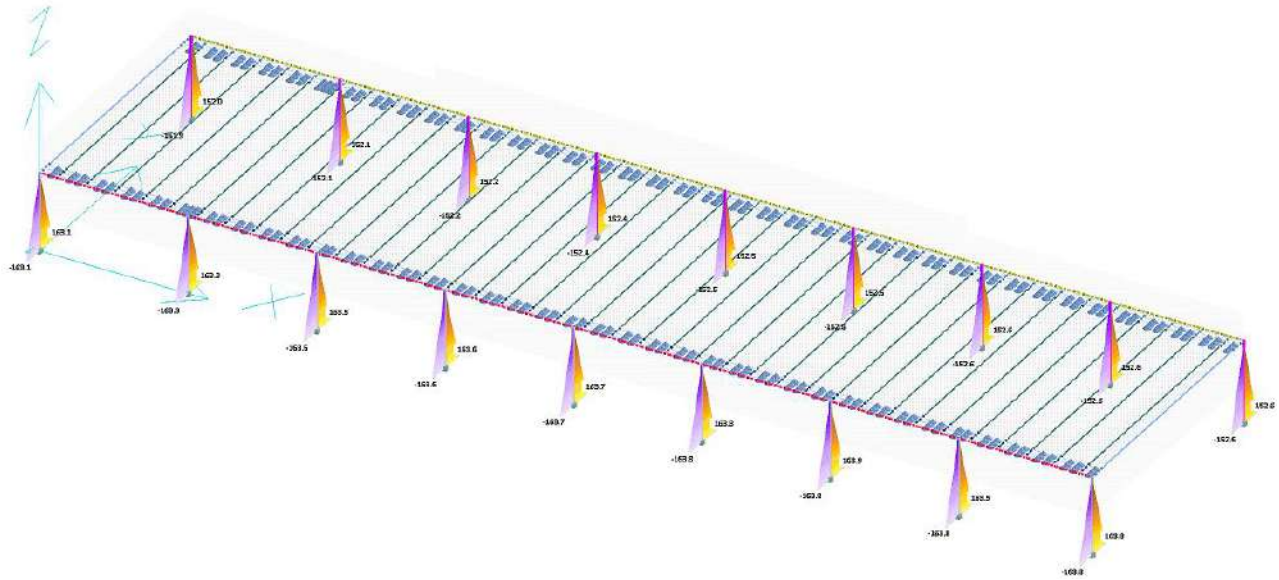


Figure 18 – Myy SLV moments with main SISMA Y.

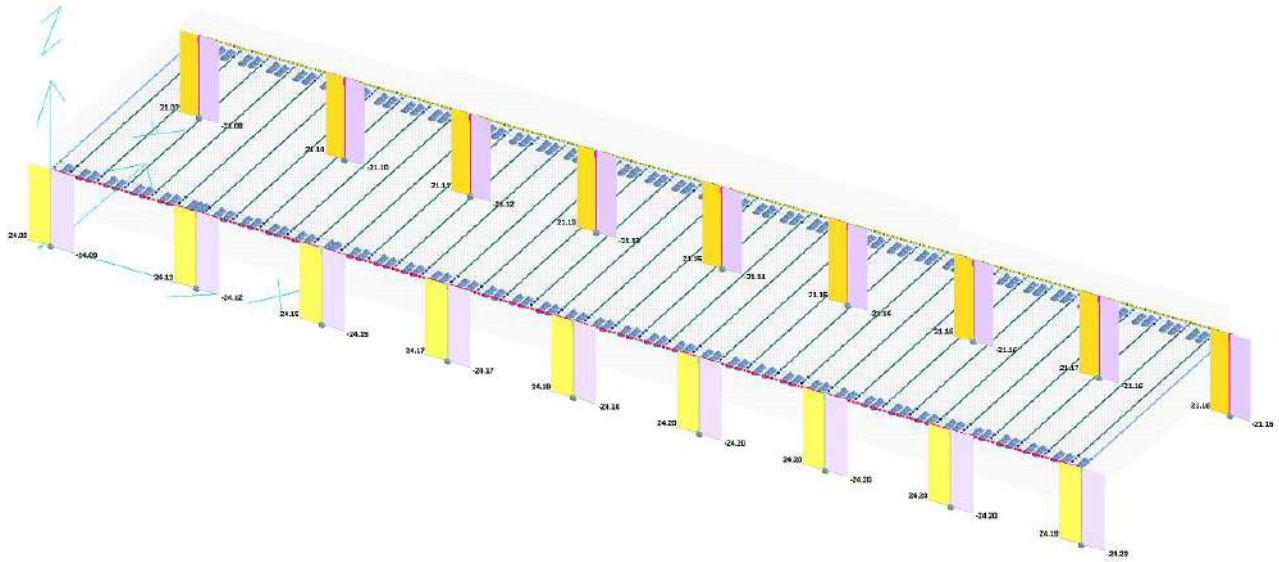


Figure 19 – Tx SLV shear force with main SISMA Y.

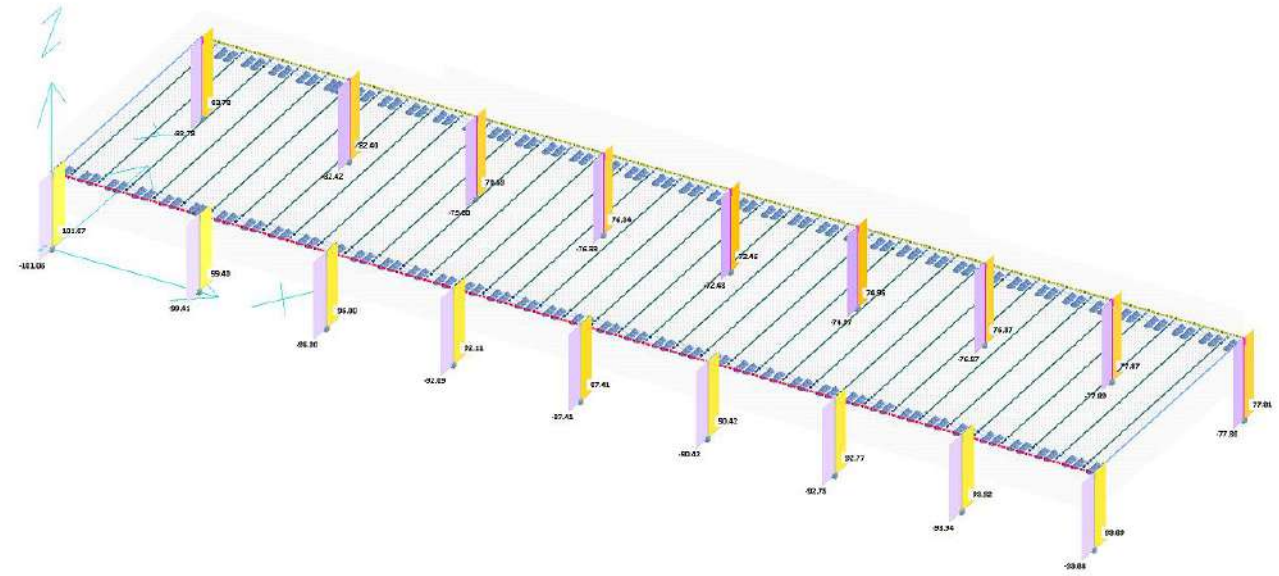


Figure 20 – Ty SLV shear force with main SISMA Y.

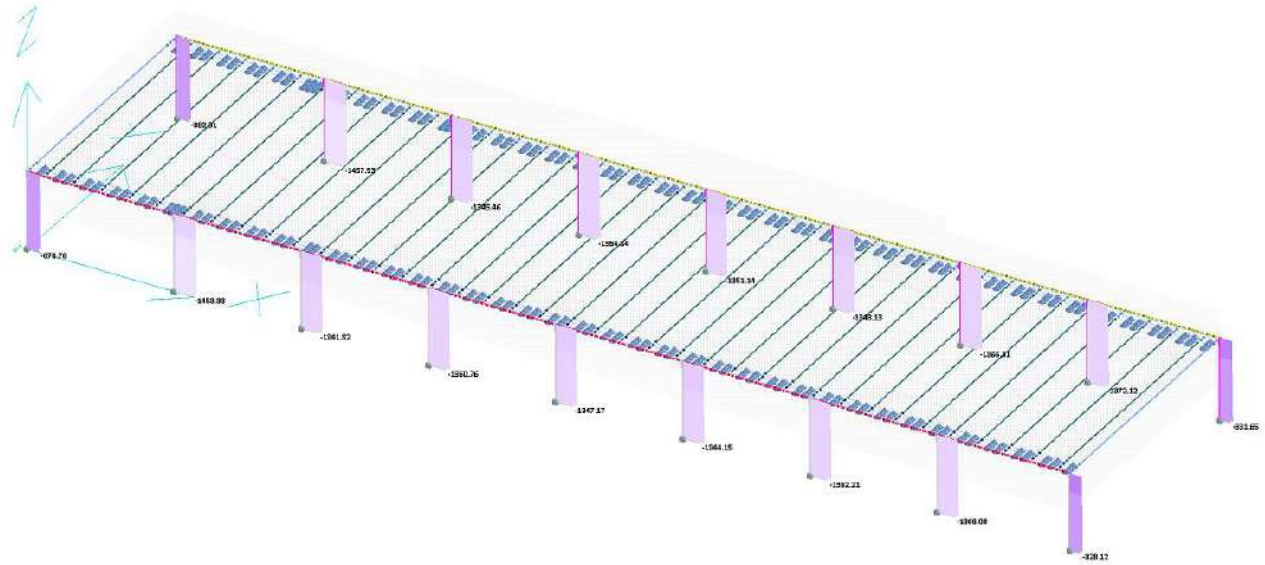


Figure 21 – N SLV Axial action with main SISMA Y.

The actions at the base of the columns are always equal to or lower than those considered in the geotechnical report for the verification of piles and subsidences. The correctness of the relevant checks is therefore confirmed.

4 GLOBAL CHECKS

4.1 VERIFICATION OF THE TORSIONAL DEFORMABILITY OF THE BUILDING

Below, we report the verification of the torsional stiffness of the building in accordance with the criteria set out in Ministerial Decree 14/01/2008 Par.7.4.3.1.

Quota del piano	7.210	[m]
Rigidezza KX (/1000)	39.145	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	72.687	[kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)	58.6732	[kNm]
Xk (centro rigidezze)	46.068	[m]
Yk (centro rigidezze)	10.278	[m]
Xg (baricentro)	45.807	[m]
Yg (baricentro)	11.442	[m]
dimensione X	91.42	[m]
dimensione Y	22.80	[m]
raggio rigidezza (rx)	28.41	[m]
raggio rigidezza (ry)	38.72	[m]
raggio giratorio (ls)	27.20	[m]
MIN(rx , ry) / ls	104.4574	ok (> 1)

From the results obtained it can be deduced that the building in question is NOT torsionally deformable according to the definition referred to in Ministerial Decree 14/01/2008, Par.7.4.3.1, therefore, the definition of the limit behavior factor (see Section 4.2.1) may be considered correct.

4.2 VERIFICATION OF THE EFFECTS OF THE SECOND ORDER TO THE SLV

Verification conducted by the calculation software in accordance with D.G.R. 11/07/2014, n°2129, *Eq.7.3.2*

Quota del piano	7.210	[m]
Rigidezza KX (/1000)	39.145	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	72.687	[kN/m]

```
      Rigidezza Ktors (/1e6)|  58.6732 |[kNm]
      2° ordine (theta X)   |    14.13 |[%] > 10% !!!!
      2° ordine (theta Y)   |     7.61 |[%] ok (< 10%)
```

From the results obtained, it can be deduced that for the building in question the effects of the second order are NOT significant in the Y direction but are significant in the X direction, therefore, the effects of the SLV seismic action only in the X direction must be amplified by the factors

$$\frac{1}{1-\theta_x} = 1.164$$

4.2.1 Verification of SLV displacements

Below, the movements of the structure in SLV seismic conditions are reported:

```
                VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)
    Fattore Mud  =   1.500

    Quota |   DX max  |   nodo |   DY max  |   nodo |
      [m]        [m]                  [m]
   7.2100 |0.04746998 |   7414 |0.03448035 |   9386 |
```

4.2.2 Verification of SLD displacements

The limit shift for the limit state in question has been assumed to be 0.25% of the structural interplane heights.

```
                VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI ESERCIZIO (NTC 7.3.6.1)

spostamento limite interpiano = 0.25% dell'altezza


CASO n.  21  - SLD con SISMAX PRINC:
     Zinf |     Zsup |      h    | spost.max |     %h  |   nodo |   sest.| ver.
      [m]        [m]        [m]        [m]
   0.0000 |   7.2100 |   7.2100 |0.01240665 |   0.172 |   9883 |      2 | SI

CASO n.  22  - SLD con SISMAY PRINC:
     Zinf |     Zsup |      h    | spost.max |     %h  |   nodo |   sest.| ver.
      [m]        [m]        [m]        [m]
   0.0000 |   7.2100 |   7.2100 |0.01044662 |   0.145 |   9883 |      5 | SI
```

4.2.3 Structural joint check

The structural joint for the Data Hall 2 building occurs below:

$\Delta x_{DH2} + \Delta y_{SB} = 4.85cm + 3.45cm = 8.30cm < 10cm$

4.2.4 Verification of displacements at SLE with prevailing wind

Below are the maximum displacements in operation due to wind action

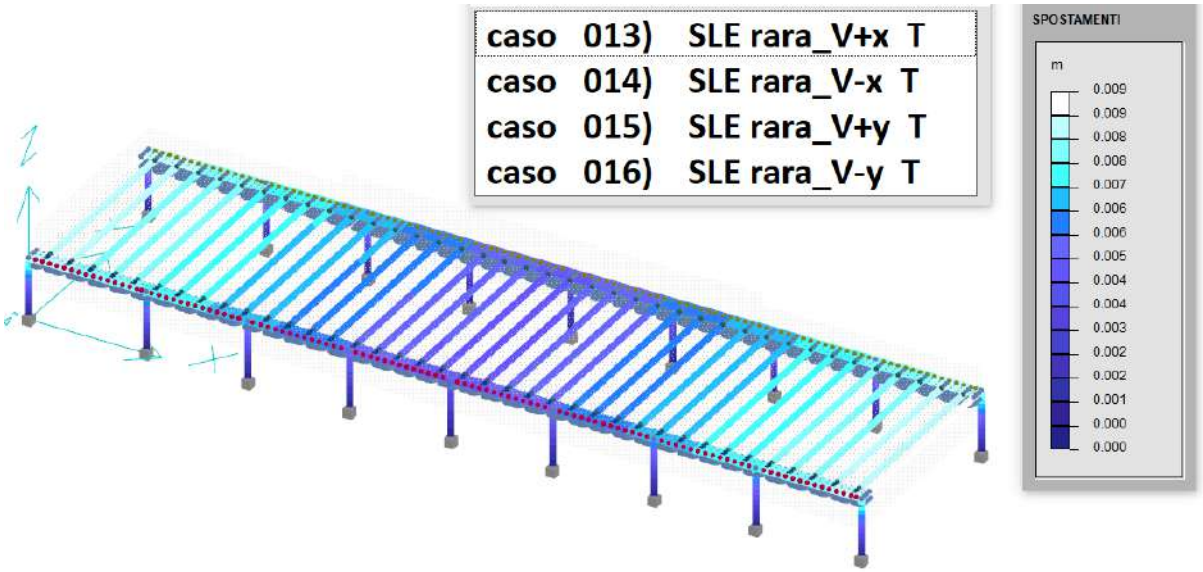


Figure 22 - Maximum displacements X in operation

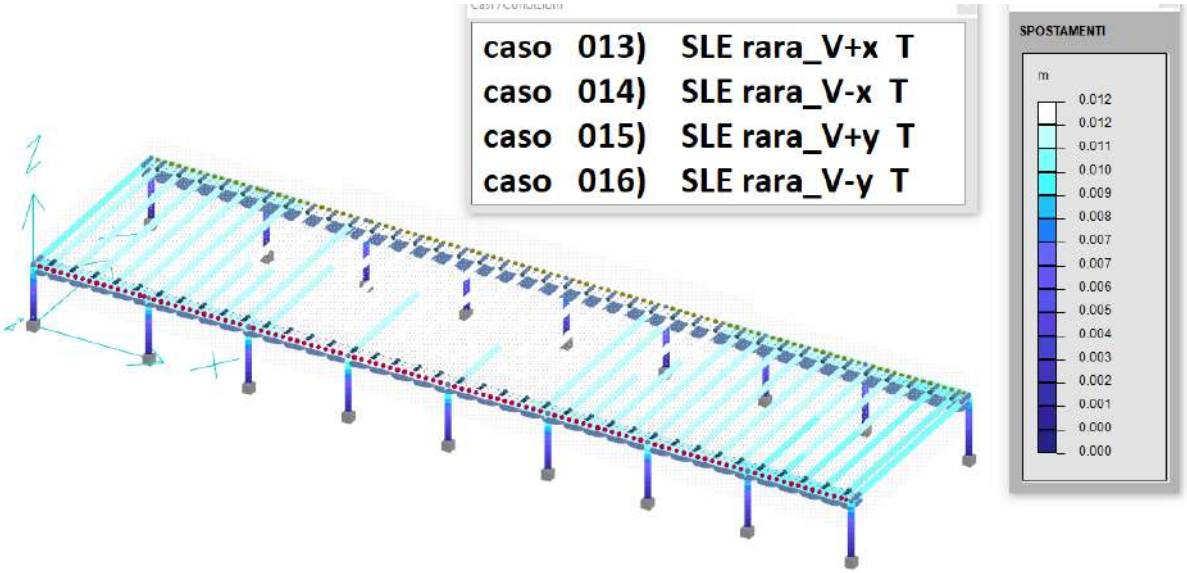


Figure 23 - Maximum displacements in Y in operation

The absolute maximum displacements due to the action of the wind in operation are equal to 12mm. The maximum displacement accepted by the Client is equal to 0.25% (1/400) of the height of the building.

$$\delta = \frac{\max(\Delta x_{max}; \Delta y_{max})}{h} = \frac{0.012m}{7.21m} = 0.17\% < 0.25\%$$

5 SAFETY CHECKS OF INDIVIDUAL STRUCTURAL ELEMENTS

5.1 SLE SLU/SLV SAFETY CHECKS

The SLE and SLU/SLV safety checks of the individual structural elements are set out in §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** of this report.

5.2 SLE SLU/SLV DUCTILITY SAFETY CHECKS

The SLC ductility tests of the individual seismo-resistant vertical structural elements are reported at the §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** of this report.

5.3 SLD SAFETY CHECKS

Since the building in question is in Class of Use III, it would be mandatory to conduct the resistance checks of the seismo-resistant structural elements also to the SLD (D.M. 17/01/2018, Par.7.3.6).; specifically, it is required to conduct such tests using the reduced elastic SLD response

spectrum by means of a behavior factor "q" belonging to the range 1.001.50. This security verification, in the case in question, is automatically fulfilled; Therefore, to avoid redundancies, it was considered reasonable not to conduct it explicitly. In fact, consider that the ratio between the elastic spectra SLV and SLD is, for the case in question and the own periods of interest (T1 = 1,603 s), equal to about 2.54; it follows that the stresses to SLV with q = 1.50 are clearly heavier than those to SLD with q = 1.00:

$$\frac{EFFETTI\ DI\ PROGETTO\ SLV}{EFFETTI\ DI\ PROGETTO\ SLD} = \left[\frac{2.54\ x\ SLD}{q = 1.50}\right]_{SLV} \div \left[\frac{SLD}{q = 1.00}\right]_{SLD} = 1.69 \gg 1$$

6 EXAMINATION OF RESULTS AND CHECKS

6.1 EVALUATION OF THE CORRECTNESS OF THE MODEL

The defined calculation model is to be considered appropriate as no lability has been found, the constraint reactions balance the applied loads, the symmetry of loads and structure gives rise to symmetric stresses.

6.2 REASONED OPINION OF ACCEPTABILITY OF RESULTS

The critical analysis of the results and control parameters, as well as the comparison with rough calculations performed manually, leads to confirm the validity of the results obtained.

7 STRUCTURAL ELEMENTS SAFETY CHECKS

7.1 COLUMNS

COMMESSA : Compass - Support Building - SCP 50x70 Joint R8/R10
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A9 - Sezione di base

GEOMETRIA :

Larghezza sezione :	b_X	50	cm
Altezza sezione :	b_Y	70	cm

ARM. LONGITUDINALE :

- **Ferri agli spigoli:**

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	32	32.17	± 20	± 30	Si

- **Ferri al centro:**

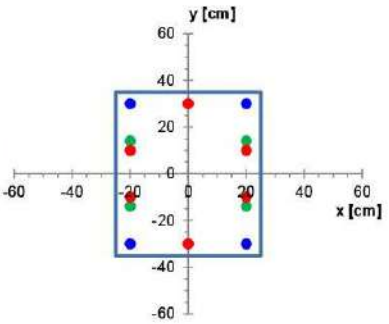
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	26	10.62	± 0	± 30	Si
4	26	21.24	± 20	± 10	Si

- **Ferri integrativi:**

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	26	10.62	± 20	± 14	No
2	30	14.14	± 0	± 0	No

- **Riprese:**

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM39	9.76	± 20	± 30
2	26	10.62	± 0	± 30
4	26	21.24	± 20	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	2.54%	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	20	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	3	8	16
(nel resto del pilastro)	4	3	8	24

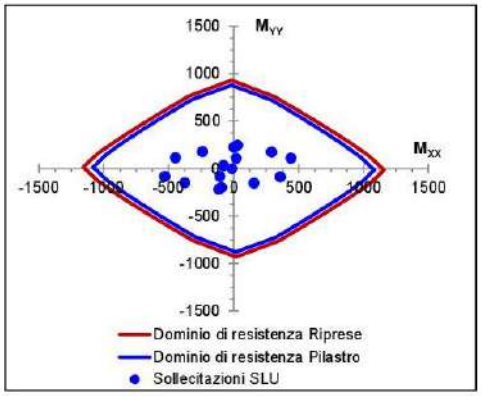
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

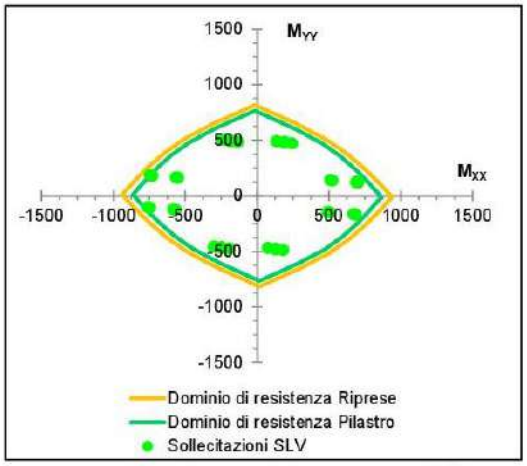
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **2.539** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	1199.5	29.9	245.6
1 - 2	1199.1	-106.5	-81.7
2 - 1	1199.4	20.0	108.3
2 - 2	1199.0	-116.3	-219.0
3 - 1	1199.2	-240.3	177.9
3 - 2	1198.8	-376.7	-149.4
4 - 1	1199.9	292.6	175.2
4 - 2	1199.5	156.2	-152.1
5 - 1	1279.5	2.7	227.1
5 - 2	1279.3	-79.1	30.8
6 - 1	1279.4	-13.7	-1.6
6 - 2	1279.2	-95.5	-198.0
7 - 1	1279.1	-447.6	114.4
7 - 2	1278.9	-529.4	-81.9
8 - 1	1280.3	440.6	109.8
8 - 2	1280.1	358.8	-86.5

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV	0.073	OK
Fattore di sicurezza minimo *	1.000	OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	827.4	-187.4	490.8
19 - 2	827.3	-240.8	504.0
19 - 3	827.3	-248.2	-468.0
19 - 4	827.1	-301.5	-454.8
19 - 5	827.5	-133.5	485.3
19 - 6	827.3	-186.9	498.5
19 - 7	827.3	-194.3	-473.5
19 - 8	827.1	-247.6	-460.3
19 - 9	827.8	188.7	477.7
19 - 10	827.6	135.4	490.9
19 - 11	827.6	127.9	-481.1
19 - 12	827.5	74.6	-467.9
19 - 13	827.8	242.6	472.2
19 - 14	827.7	189.2	485.4
19 - 15	827.6	181.8	-486.6
19 - 16	827.5	128.5	-473.4
20 - 1	826.9	-729.1	181.5
20 - 2	826.9	-745.1	185.5
20 - 3	826.8	-747.3	-105.9
20 - 4	826.8	-763.3	-102.0
20 - 5	827.0	-549.4	163.2
20 - 6	826.9	-565.4	167.1
20 - 7	826.9	-567.6	-124.3
20 - 8	826.9	-583.6	-120.3
20 - 9	828.0	524.7	137.7
20 - 10	828.0	508.7	141.7
20 - 11	828.0	506.5	-149.8
20 - 12	827.9	490.5	-145.8
20 - 13	828.1	704.3	119.4
20 - 14	828.1	688.3	123.3
20 - 15	828.1	686.1	-168.1
20 - 16	828.0	670.1	-164.2

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO	Inclinazione staffe		α	90°			
RESISTENZA A TAGLIO	Inclinazione puntoni		θ	45°	cot (θ)	1.00	OK
	Coeff. Maggiorativo		α_c	1.07			
	Fattore di comportamento		q	1.50			
	Altezze utili	d_X	45	cm	d_Y	65	cm
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	9.42	cmq/m
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m	$A_{sw,Y}/s$	6.28	cmq/m
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	133 kN		$V_{Rsd,Y}$	144 kN	
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	1723 kN		$V_{Rcd,Y}$	1778 kN	
		$V_{Rd,X}$	133 kN		$V_{Rd,Y}$	144 kN	
TAGLIO SOLLECITANTE							
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	36 kN	OK	V_{Ed,Y_SLU}	78 kN	OK
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	74 kN	OK	V_{Ed,Y_SLV}	113 kN	OK

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

COMMESSA : Compass - Support Building - SCP 50x70 Joint R3/R4/R5
ELEMENTO : Pilastro P - Asta A17 - Sezione di base

GEOMETRIA :

Larghezza sezione :	b_X	50	cm
Altezza sezione :	b_Y	70	cm

ARM. LONGITUDINALE :

Ferri agli spigoli:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	26	21.24	± 20	± 30	Si

Ferri al centro:

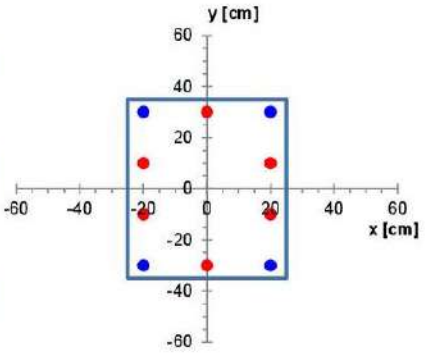
Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
4	24	18.10	± 0	± 30	Si
2	26	10.62	± 20	± 10	Si

Ferri integrativi:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]	legata [?]
2	0	0.00	± 0	± 0	No
2	0	0.00	± 0	± 0	No

Riprese:

Q.tà	ϕ [mm]	Area [cmq]	x [cm]	y [cm]
4	HPKM30	5.61	± 20	± 30
4	24	18.10	± 0	± 30
2	26	10.62	± 20	± 10



Prescrizione 1 : Densità armatura	1 % ≤	**1.43%**	≤ 4%	OK
Prescrizione 2 : Distanza barre	dist. max.	**20**	cm	OK

ARMATURA TRASVERSALE (*) :

	Bracci in X	Bracci in Y	ϕ [mm]	Passo [cm]
(alla base)	4	3	8	16
(nel resto del pilastro)	4	3	8	24

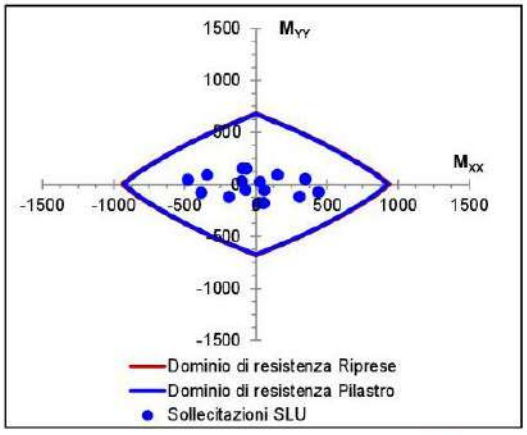
(*) = ved. foglio di calcolo allegato per verifica staffatura minima

MATERIALI :

Calcestruzzo	
C40/50	
R_{ck} [MPa]	50
f_{ck} [MPa]	40
γ_c [-]	1.50
f_{cd} [MPa]	22.7
ε_{C2} [%]	0.20
ε_{CU} [%]	0.35

Acciaio	
B450C	
f_{yk} [MPa]	450
γ_s [-]	1.15
f_{yd} [MPa]	391.3
E [MPa]	210000
ε_{yd} [%]	0.186
ε_{Ud} [%]	6.75

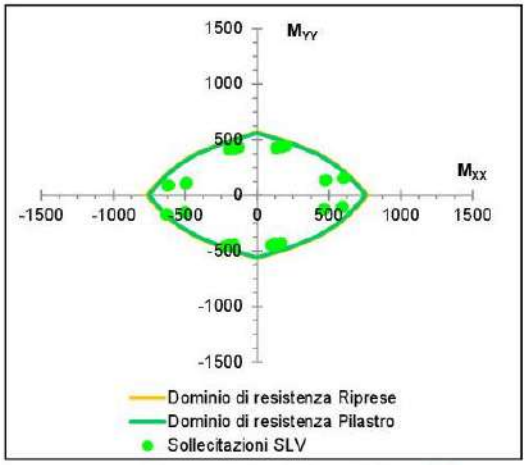
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni statiche SLU



Fattore di sicurezza minimo **2.539** OK

Comb. statiche	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
1 - 1	2020.5	-95.4	154.1
1 - 2	2020.9	59.0	-57.1
2 - 1	2020.5	-99.4	29.9
2 - 2	2020.9	55.0	-181.3
3 - 1	2020.4	-343.3	90.0
3 - 2	2020.8	-188.8	-121.3
4 - 1	2020.2	152.2	93.5
4 - 2	2020.6	306.6	-117.8
5 - 1	2174.6	-64.8	152.4
5 - 2	2174.9	27.9	25.6
6 - 1	2174.6	-71.5	-54.6
6 - 2	2174.8	21.2	-181.4
7 - 1	2174.4	-477.9	45.4
7 - 2	2174.6	-385.2	-81.3
8 - 1	2174.0	347.8	51.3
8 - 2	2174.2	440.5	-75.4

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA - Combinazioni sismiche SLV



N_{Ed} normalizzata SLV **0.139** OK

Fattore di sicurezza minimo * **1.000** OK

* Trattandosi di una struttura dal comportamento non dissipativo i pilastri risultano verificati "*a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico*" [D.M. 17/01/2018, Par. 7.4.1].
Pertanto il dominio M_{XX} - M_{YY} utilizzato nelle verifiche è stato ricavato limitando i valori di deformazione massimi a quelli di deformazione allo snervamento ($\varepsilon_{CU}=\varepsilon_{C2}$ e $\varepsilon_{Ud}=\varepsilon_{yd}$).

N.B. : nelle sollecitazioni indicate è già considerato l'incremento dovuto agli effetti del secondo ordine e gli effetti pseudo-statici aggiuntivi per gli spostamenti relativi tra le fondazioni

Comb. Sismiche *	N_{Ed} [kN]	M_{Ed_XX} [kNm]	M_{Ed_YY} [kNm]
19 - 1	1372.0	-164.7	424.5
19 - 2	1371.9	-195.1	410.5
19 - 3	1371.9	-198.9	-449.3
19 - 4	1371.8	-229.2	-463.3
19 - 5	1371.9	-126.8	430.4
19 - 6	1371.8	-157.2	416.4
19 - 7	1371.8	-161.0	-443.4
19 - 8	1371.7	-191.3	-457.4
19 - 9	1371.8	164.1	438.7
19 - 10	1371.7	133.7	424.7
19 - 11	1371.7	129.9	-435.1
19 - 12	1371.6	99.6	-449.1
19 - 13	1371.7	202.0	444.6
19 - 14	1371.7	171.6	430.6
19 - 15	1371.6	167.8	-429.2
19 - 16	1371.6	137.5	-443.2
20 - 1	1372.1	-615.2	90.3
20 - 2	1372.1	-624.3	86.1
20 - 3	1372.1	-625.4	-171.7
20 - 4	1372.1	-634.5	-175.9
20 - 5	1372.0	-488.8	109.9
20 - 6	1372.0	-497.9	105.7
20 - 7	1372.0	-499.0	-152.1
20 - 8	1371.9	-508.1	-156.3
20 - 9	1371.6	480.9	137.5
20 - 10	1371.6	471.8	133.4
20 - 11	1371.6	470.6	-124.4
20 - 12	1371.5	461.5	-128.6
20 - 13	1371.4	607.3	157.2
20 - 14	1371.4	598.1	153.0
20 - 15	1371.4	597.0	-104.8
20 - 16	1371.4	587.9	-109.0

VERIFICA A TAGLIO SLU/SLV

PARAMETRI DI CALCOLO
RESISTENZA A TAGLIO

Inclinazione staffe	α	90°				
Inclinazione puntoni	θ	45°	cot (θ)	1.00	OK	
Coeff. Maggiorativo	α_c	1.14				
Fattore di comportamento	q	1.50				

	Altezze utili	d_X	45	cm		d_Y	65	cm
ALLA BASE	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	12.57	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	9.42	cmq/m
NEL RESTO DEL PILASTRO	Area staffe	$A_{sw,X}/s$	8.38	cmq/m		$A_{sw,Y}/s$	6.28	cmq/m
TAGLIO RESISTENTE	Lato acciaio	$V_{Rsd,X}$	133 kN			$V_{Rsd,Y}$	144 kN	
	Lato calcestruzzo	$V_{Rcd,X}$	1829 kN			$V_{Rcd,Y}$	1887 kN	
		$V_{Rd,X}$	133 kN			$V_{Rd,Y}$	144 kN	
TAGLIO SOLLECITANTE								
da analisi in cond. statiche SLU		V_{Ed,X_SLU}	25 kN	OK		V_{Ed,Y_SLU}	66 kN	OK
da analisi in cond. sismiche SLV		V_{Ed,X_SLV}	64 kN	OK		V_{Ed,Y_SLV}	88 kN	OK

VERIFICA DI DUTTILITA'

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$ [D.M. 17/01/2018, Par. 7.3.6.1]

7.2 BEAMS

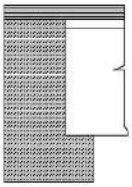
7.2.1 "TL" beams

COMMESSA : Compass - Support building - SFP.LA (Fili 24F-24E)(Fili 24L-24K)
ELEMENTO : Trave TL - L=11.8 m - H=120 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	40	cm	
Altezza trave	120	cm	
Copriferro	5	cm	
Altezza utile	115	cm	
Altezza sella	30	cm	
Sporgenza sella	25	cm	
Larghezza inferiore	65	cm	
Spessore getto collab.	5	cm	
Lunghezza trave	1180	cm	
Luce di calcolo campat	1145	cm	
Luce di calcolo sbalzo	0	cm	
Lunghezza solaio	2290	cm	

Portata = 11342 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1388	kg/m	1.30	1804	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	325	kg/mq	3851	kg/m	1.50	5777	kg/m
Carico accid. (Neve $\Psi_{0,1}$=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13203	**kg/m**		**18314**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

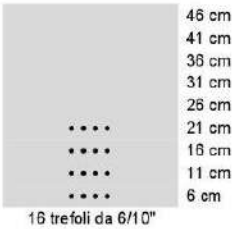
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5659	cm²
Momento statico	Sx	305101	cm³
Momento inerzia	Jx	23904679	cm⁴
Momento statico	Sg	90283	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	16373 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	6657 kg
Portata effettiva ganci	7500 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli : 22.24 cmq
Baricentro trefoli : 13.50 cm
Tensione iniziale tiro : 13600 kg/cmq



VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

.LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 572.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	30.90	-101.84	-104.71	-127.27	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-111.33	-2.68	6.09	25.75	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	303			303	kg/cmq
Tensione nei cavi	12639			11730	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.13	
Posizione asse neutro	26.07			20.2	cm
Freccia elastica	-0.80	-0.03	0.86	1.00	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu = 300121 kgm Sezione in mezzeria
Asse neutro : 42.5 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 0.64 %
Mrdu = 337010 kgm > Msdu OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 69317 kg** x = 194 cm dall'appoggio
Tsdu = 8393 kgm

Nr. trefoli attivi : 12

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = **43563 kg** < **Vsdu**

E necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **35** °
Lato cls V_{Rcd} = **263641 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **49721 kgm** > **Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$$ **0.42** < **1** OK

Bracci : **4**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **15** cm
A_{long} : **32.24** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **78969 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **9394 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **17097 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale		
Carico di progetto	12729	kg/m	
Taglio	75818	kg	All'appoggio
Momento flettente	62682	kgm	x = 90 cm dall'appoggio
Momento torcente	9152	kgm	

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	16	8.04	cmq	
Armatura inferiore	5	16	10.05	cmq	
Spezzoni inferiori	11.26	16	22.64	cmq	2ϕ16 (ferri X) + 4ϕ16 (ferri Y)
Posizione asse neutro			40.2	cm	
Inerzia			3758950	cm^4	
Tensione calcestruzzo			61	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			1830	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			806	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			22.64	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE **Msdu = 86944 kgm** x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 17.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.06 %
Mrdu = 144585 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c =0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.48 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 20.86 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE **Vsdu = 104846 kg** All'appoggio
Tsdu = 12695 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **228719 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **49721 kgm** > **Tsdu** OK

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$$ **0.70** < **1** OK

Bracci : **4**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **35.12** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **128730 kg** > **Vsdu** OK

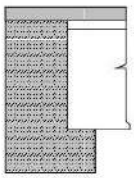
T_{Rsd} = **15314 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **18626 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20699	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	5.32	10	7.2	10.89	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=11.8 m - H=120 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*



Anima :	40	cm
Altezza trave :	120	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	115	cm
Altezza sella :	30	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1180	cm
Luce di calcolo :	1145	cm

16 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 10.05 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 22.64 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1388 daN/m	1.30	1804 daN/m	1.00	1388 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3851 daN/m	1.50	5777 daN/m	1.00	3851 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**300121 kgm**		**185301 kgm**	
Mrdu =	**337010 kgm**	**OK**	**401429 kgm**	**OK**
Asse neutro :	42.5 cm		29.2 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.64 %		1.09 %	

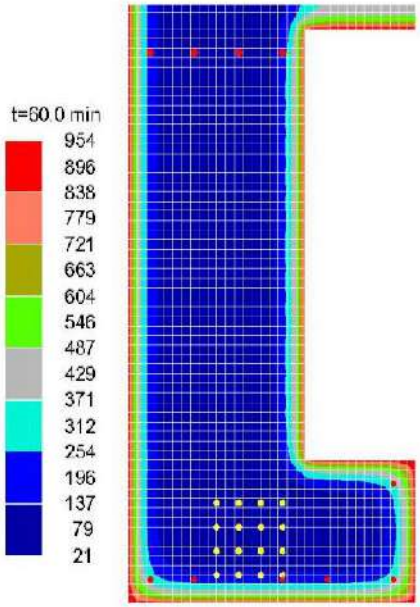
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **208 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.942**

temperatura media *staffe* **550 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.433**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4	
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	10	cm
	31.42	cmq/m

Vsdu =	**104846 kg**		**64734 kg**	
θ =	**35 °**		**35 °**	
Vrcd =	**228719 kg**	**OK**	**380143 kg**	**OK**
Vrsd =	**128730 kg**	**OK**	**90378 kg**	**OK**

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **390 °C**

:tore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.710**

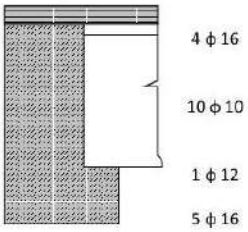
Vsdu =	**78634 kg**		**48551 kg**	
Vrd =	**88583 kg**	**OK**	**72329 kg**	**OK**

COMMESSA : Compass - Support building - SFP.LA (Fili 24E-24D)
ELEMENTO : Trave TL - L=13 m - H=120 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	40	cm
Altezza trave	120	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	115	cm
Altezza sella	30	cm
Sporgenza sella	25	cm
Larghezza inferiore	65	cm
Spessore getto collab.	5	cm
Lunghezza trave	1300	cm
Luce di calcolo campat	1265	cm
Luce di calcolo sbalzo	0	cm
Lunghezza solaio	2290	cm

Portata = 11342 kg/m



CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			1388	kg/m	1.30	1804	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	6069	kg/m	1.30	7889	kg/m
Carico permanente :	325	kg/mq	3851	kg/m	1.50	5777	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	711	kg/m	1.50	1067	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	1185	kg/m	1.50	1778	kg/m
			13203	**kg/m**		**18314**	**kg/m**

MATERIALI :

CALCESTRUZZO

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

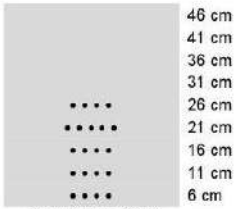
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5659	cm²
Momento statico	Sx	305101	cm³
Momento inerzia	Jx	23904679	cm⁴
Momento statico	Sg	90283	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO		
Inclinazione funi	45	°
Peso elemento	18038	kg
Punti di sollevamento	4	
Portata minima ganci	7334	kg
Portata effettiva ganci	7500	kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli : 29.19 cmq
Baricentro trefoli : 16.24 cm
Tensione iniziale tiro : 13600 kg/cmq



21 trefoli da 6/10"

VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 450 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	29.64	-119.03	-122.27	-147.53	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-128.48	-7.23	4.08	26.01	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	285			314	kg/cmq
Tensione nei cavi	12553			11540	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.11	
Posizione asse neutro	22.49			18.0	cm
Freccia elastica	-1.07	0.08	1.40	1.60	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu = 366325 kgm Sezione in mezzeria
Asse neutro : 55.3 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 0.41 %
Mrdu = 394816 kgm > Msdu OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — Vsdu = 79207 kg — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 9591 kgm

Nr. trefoli attivi : 16

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE FESSURATA

V_{Rd} = 51387 kg < Vsdu

È necessaria l'armatura di calcolo a taglio

Inclinazione staffe α : 90 °
Inclinazione puntoni cls θ : 35 °
Lato cls V_{Rsd} = 274310 kg > Vsdu OK
T_{Rsd} = 49721 kgm > Tsdu OK

$\frac{T_{Edu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Edu}}{V_{Rcd}} =$ 0.47 < 1 OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 15 cm
A_{long} : 32.24 cm²
Lato acciaio V_{Rsd} = 81362 kg > Vsdu OK
T_{Rsd} = 9679 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 17097 kgm > Tsdu OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale		
Carico di progetto	12729	kg/m	
Taglio	83765	kg	All'appoggio
Momento flettente	69812	kgm	x = 90 cm dall'appoggio
Momento torcente	10112	kgm	

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	4	16	8.04	cmq	
Armatura inferiore	5	16	10.05	cmq	
Spezzoni inferiori	11.26	16	22.64	cmq	2ϕ16 (ferri X) + 4ϕ16 (ferri Y)
Posizione asse neutro			40.2	cm	
Inerzia			3758950	cm^4	
Tensione calcestruzzo			68	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			2038	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			898	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			22.64	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — Msdu = 96834 kgm — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 17.4 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 2.06 %
Mrdu = 144585 kgm > Msdu OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c = 0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 3.20 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 20.86 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — Vsdu = 115834 kg — All'appoggio
Tsdu = 14025 kgm

Lato cls V_{Rcd} = 228719 kg > Vsdu OK
T_{Rcd} = 49721 kgm > Tsdu OK

$\frac{T_{Edu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Edu}}{V_{Rcd}} =$ 0.77 < 1 OK

Bracci : 4
Diametro staffe : 10 mm
Passo staffe : 10 cm
A_{long} : 35.12 cm²
Lato acciaio V_{Rsd} = 130831 kg > Vsdu OK

T_{Rsd} = 15564 kgm > Tsdu OK
T_{Rld} = 18626 kgm > Tsdu OK

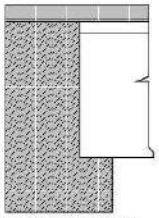
VERIFICA SELLA SLU

			Diam.	Passo	As	
Carico per tegolo TT	[kg]	20699	mm	cm	cm^2/m	
Tirante orizzontale	[cmq/m]	5.52	10	10	7.85	OK

ELEMENTO : Trave TL - L=13 m - H=120 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	40	cm
Altezza trave :	120	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	115	cm
Altezza sella :	30	cm
Sporgenza sella :	25	cm
Spessore getto integrativo :	5	cm
Lunghezza elemento :	1300	cm
Luce di calcolo :	1265	cm



21 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 10.05 cm²

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 22.64 cm²

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	1388 daN/m	1.30	1804 daN/m	1.00	1388 daN/m
Peso proprio solaio :	6069 daN/m	1.30	7889 daN/m	1.00	6069 daN/m
Carico permanente :	3851 daN/m	1.50	5777 daN/m	1.00	3851 daN/m
Carico accid. (Neve) :	1422 daN/m	1.50	1067 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**366325 kgm**		**226177 kgm**	
Mrdu =	**394816 kgm**	OK	**481183 kgm**	OK
Asse neutro :	55.3 cm		38.2 cm	
Deformazione cls compresso :	0.35 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	0.41 %		0.75 %	

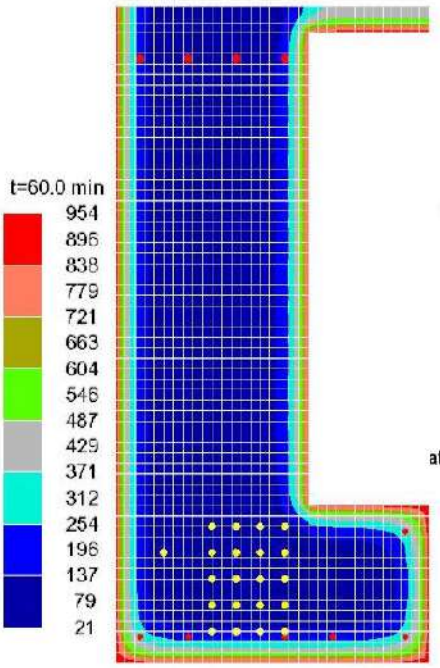
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **208 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.942**

temperatura media *staffe* **550 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.433**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	4			
Diametro staffe	10	mm		
Passo staffe	10	cm		
	31.42	cmq/m		
Vsdu =	**115834 kg**		**71518 kg**	
θ =	**35 °**		**35 °**	
Vrcd =	**228719 kg**	OK	**380143 kg**	OK
Vrsd =	**130831 kg**	OK	**90378 kg**	OK

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **390 °C**

attore di riduzione acciaio - *armatura appoggio* **0.710**

Vsdu =	**86875 kg**		**53639 kg**	
Vrd =	**88583 kg**	OK	**72329 kg**	OK

7.2.2 Rectangular beams

COMMESSA : Compass - Support Building - SFP.RB
ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.7 m - H=90 cm -Copertura

GEOMETRIA :

Anima	35	cm	
Altezza trave	90	cm	
Copriferro	5	cm	
Altezza utile	85	cm	
Spessore getto collab.	8	cm	
Lunghezza trave	2270	cm	
Luce di calcolo campat	2235	cm	
Luce di calcolo sbalzo	0	cm	

Portata = 226 kg/m

CARICHI :

			SLE		γ	SLU	
Peso proprio trave :			788	kg/m	1.30	1024	kg/m
Peso proprio solaio :	530	kg/mq	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Getto integrativo :	200	kg/mq	70	kg/m	1.30	91	kg/m
Carico permanente :	325	kg/mq	114	kg/m	1.50	171	kg/m
Carico accid. (Neve Ψ_{01}=0.5) :	120	kg/mq	21	kg/m	1.50	32	kg/m
Carico accid. (H) :	100	kg/mq	35	kg/m	1.50	53	kg/m
			1027	**kg/m**		**1369**	**kg/m**

MATERIALI : *CALCESTRUZZO*

	Trave		Getto	
Rck =	50	N/mm²	30	N/mm²
γ_c =	1.5		1.5	
f_{ck} =	41.50	N/mm²	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	N/mm²	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	N/mm²	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	N/mm²	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	N/mm²	1.19	N/mm²

ACCIAIO B450C

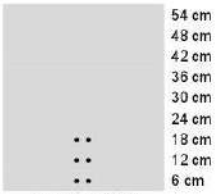
f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI		
Area sezione cls	3198	cm²
Momento statico Sx	143619	cm³
Momento inerzia Jx	8652776	cm⁴
Momento statico Sg	36399	cm³

CALCOLO SOLLEVAMENTO	
Inclinazione funi	45 °
Peso elemento	17876 kg
Punti di sollevamento	4
Portata minima ganci	7268 kg
Portata effettiva ganci	7500 kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE :

Area trefoli :	8.34	cmq
Baricentro trefoli :	12.00	cm
Tensione iniziale tiro :	13600	kg/cmq



VERIFICA IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

LECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1117.5 cm dall'appoggio

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-59.47	-76.89	-78.44	-82.66	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-9.96	9.67	16.47	21.90	kg/cmq
Resistenza minima cls Rck	17			238	kg/cmq
Tensione nei cavi	13393			12454	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.21	
Posizione asse neutro	0.00			18.9	cm
Freccia elastica	0.51	1.11	4.11	4.26	cm

VERIFICA SLU

FLESSIONE

Msdu =	**85504**	**kgm**	Sezione in mezzeria
Asse neutro :	28.0	cm	
Deformazione cls compresso :	0.31	%	
Deformazione acciaio teso :	1.00	%	
Mrdu =	**101598**	**kgm** > **Msdu**	OK

VERIFICA SLU

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 12564 kg** — x = 200 cm dall'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Nr. trefoli attivi : 6

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = **63099 kg** > **Vsdu** OK

E necessaria l'armatura minima a taglio

Inclinazione staffe α : **90** °
Inclinazione puntoni cls θ : **45** °
Lato cls V_{Rcd} = **177994 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **25687 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.07** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **20** cm
A_{long} : **17.88** cm^2

T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **12156 kgm** > **Tsdu** OK

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA

	Totale	
Carico di progetto	1013	kg/m
Taglio	11499	kg
Momento flettente	9916	kgm
Momento torcente	0	kgm

All'appoggio
x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICA IN ESERCIZIO

	n. ferri	ϕ [mm]			
Armatura superiore	3	12	3.39	cmq	
Armatura inferiore	3	14	4.62	cmq	
Spezzoni inferiori	7.52	12	8.51	cmq	2ϕ12 (ferri X) + 2ϕ12 (ferri Y)
Posizione asse neutro			24.9	cm	
Inerzia			911414	cm^4	
Tensione calcestruzzo			25	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			964	kg/cmq	
Tensione acciaio superiore			298	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			8.51	cmq	OK

VERIFICA SLU

FLESSIONE — **Msdu = 13218 kgm** — x = 90 cm dall'appoggio
Asse neutro : 6.1 cm
Deformazione cls compresso : 0.35 %
Deformazione acciaio teso : 5.02 %
Mrdu = 46519 kgm > **Msdu** OK

TAGLIO SCORRIMENTO — Tipo di superficie : Liscia
Fattori di scabrezza dell'interfaccia : c = 0.2 - μ = 0.6
Forza di taglio trasversale v_{Ed} = 4.10 kg/cmq
Resistenza a taglio trasversale v_{Rd} = 12.97 kg/cmq OK

TAGLIO + TORSIONE — **Vsdu = 15303 kg** — All'appoggio
Tsdu = 0 kgm

Lato cls V_{Rcd} = **157415 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rcd} = **25687 kgm** > **Tsdu** OK

$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rcd}} =$ **0.09** < **1** OK

Bracci : **2**
Diametro staffe : **10** mm
Passo staffe : **10** cm
A_{long} : **14.99** cm^2
Lato acciaio V_{Rsd} = **50449 kg** > **Vsdu** OK
T_{Rsd} = **0 kgm** > **Tsdu** OK
T_{Rld} = **10187 kgm** > **Tsdu** OK

ELEMENTO : Trave Rettangolare - L=22.7 m - H=90 cm -Copertura

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Anima :	35	cm
Altezza trave :	90	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	85	cm
Spessore getto integrativo :	8	cm
Lunghezza elemento :	2270	cm
Luce di calcolo :	2235	cm

6 trefoli da 6/10"

Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 4.62 cm^2

Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 8.51 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio (Rara)	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio trave :	788 daN/m	1.30	1024 daN/m	1.00	788 daN/m
Peso proprio solaio :	0 daN/m	1.30	0 daN/m	1.00	0 daN/m
Getto integrativo :	70 daN/m	1.30	91 daN/m	1.00	70 daN/m
Carico permanente :	114 daN/m	1.50	171 daN/m	1.00	114 daN/m
Carico accid. (Neve) :	42 daN/m	1.50	32 daN/m	0.00	0 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**85504 kgm**		**60645 kgm**	
Mrdu =	**101598 kgm**	**OK**	**116762 kgm**	**OK**
Asse neutro :	28.0 cm		21.6 cm	
Deformazione cls compresso :	0.31 %		0.35 %	
Deformazione acciaio teso :	1.00 %		1.85 %	

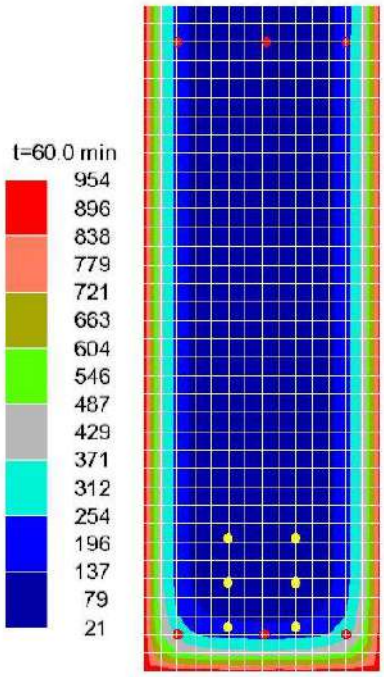
VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **236 °C**

fattore di riduzione *cls* **0.914**

temperatura media *staffe* **320 °C**

fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.780**



Verifica armatura trasversale a taglio :

Bracci	2			
Diametro staffe	10	mm		
Passo staffe	10	cm		
	15.71	cmq/m		
Vsdu =	**15303 kg**		**10854 kg**	
θ =	**45 °**		**45 °**	
Vrcd =	**157415 kg**	**OK**	**253905 kg**	**OK**
Vrsd =	**50449 kg**	**OK**	**42178 kg**	**OK**

Verifica tiro all'appoggio :

temperatura media *armatura appoggio* **160 °C**

fattore di riduzione *acciaio - armatura appoggio* **0.940**

Vsdu =	**11477 kg**		**8140 kg**	
Vrd =	**33289 kg**	**OK**	**35986 kg**	**OK**

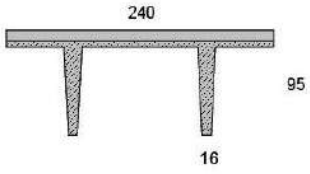
7.3 "DOUBLE TEE" BEAMS

COMMESSA	: COMPASS_SUPPORT BUILDING - SFP TT - SB
ELEMENTO	: Tegolo H=95 cm - nerv.=16 cm - L=22.67 m

GEOMETRIA:

Larghezza tegolo	240	cm
Altezza tegolo	95	cm
Copriferro	5	cm
Altezza utile	90	cm
Altezza soletta	10	cm
Larghezza nerv.sup.	16	cm
Larghezza nerv.inf.	16	cm
Spessore medio getto in	0	cm
Spessore getto collab.	0	cm
Lunghezza tegolo	2267	cm
Luce di calcolo	2244	cm

Portata = 1308 kg/m



n. 7 trefoli da 6/10" per nervatura

CARICHI:

	SLE		γ	SLU	
Peso proprio tegolo	1269	kg/m	1.30	1650	kg/m
Peso proprio getto	0	kg/m	1.30	0	kg/m
Carico permanente	300	kg/m	1.50	450	kg/m
Carico accidentale	1008	kg/m	1.50	1512	kg/m
	2577	**kg/m**		**3612**	**kg/m**

MATERIALI:

CALCESTRUZZO

	Tegolo	Getto	
Rck =	50	30	N/mm²
γ_c =	1.5	1.5	
f_{ck} =	41.50	24.90	N/mm²
f_{cd} =	23.52	14.11	N/mm²
f_{ctm} =	3.60	2.56	N/mm²
f_{ctk} =	2.52	1.79	N/mm²
f_{ctd} =	1.68	1.19	N/mm²

ACCIAIO

B450C	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²

CARATTERISTICHE INERZIALI			
Area sezione cls		5075	cm²
Momento statico	Sx	329882	cm³
Momento inerzia	Jx	25887642	cm⁴
Momento statico	Sg	66811	cm³

CALCOLO GANCI DI SOLLEVAMENTO		
Inclinazione funi	45	°
Peso elemento	28765	kg
Punti di sollevamento	4	
Portata minima ganci	11696	kg
Portata effettiva ganci	#RIF!	kg

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE:

Area trefoli	19.46	cmq
Baricentro trefoli	13.43	cm
Tensione iniziale tiro	13600	kg/cmq

SOLLECITAZIONI NELLA SEZIONE x = 1122 cm dall'appoggio

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Fase 1 = al taglio dei trefoli
Fase 2 = applicazione carichi permanenti
Fase 3 = a tempo infinito
Fase 4 = applicazione carichi accidentali

	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	
Tensione al lembo superiore	-16.62	-29.00	-33.81	-75.43	kg/cmq
Tensione al lembo inferiore	-110.19	-84.81	-54.56	30.72	kg/cmq
Resistenza minima cls. Rck	190			395	kg/cmq
Tensione nei cavi	12623			10837	kg/cmq
Coeff.sicurezza fessurazione				1.06	
Posizione asse neutro				27.49	cm
Armatura lenta minima	0.00			5.20	cmq
Tensione superiore soletta			-4.80	-46.43	kg/cmq
Tensione inferiore soletta			-4.80	-46.43	kg/cmq
Freccia elastica	-3.41	-2.83	0.55	4.88	cm

VERIFICHE SLU

FLESSIONE

Msdu =	**227325**	**kgm**		Sezione in mezzeria
Asse neutro :	7.1	cm		
Deformazione cls compresso :	0.23	%		
Deformazione acciaio teso :	3.15	%		
Mrdu =	**241000**	**kgm**	**> Msdu**	OK

TAGLIO **Vsdu = 36910 kgm** x = 100 cm dall'appoggio

Nr. trefoli attivi per nervatura : 5
Acp per nervatura : 6.95 cmq

Calcolo resistenza a taglio per :
Elementi senza armature
trasversali resistenti a taglio
(NTC 2018 - 4.1.2.3.5.1)

SEZIONE NON FESSURATA

V_{Rd} = **55564 kg** > **Vsdu** OK

Non necessaria armatura a taglio longitudinale

VERIFICA ZONA PRECOMPRESSIONE INATTIVA 0 - 90 cm

	Totale		
Carico di progetto	2577	kg/m	
Taglio	28913	kg	All'appoggio
Momento flettente	24978	kgm	x = 90 cm dall'appoggio

VERIFICHE IN ESERCIZIO

	n°ferri	Diam.			
Armatura soletta	13	6	3.67	cmq	
Armatura superiore	13	6	3.67	cmq	
Armatura inferiore	2.00	22	13.33	cmq	2ϕ22 (ferri A)
Posizione asse neutro			8.64	cm	
Inerzia 1^ fase			807849	cm4	
Inerzia 2^ fase			807849	cm4	
Tensione calcestruzzo getto			13.6	kg/cmq	
Tensione calcestruzzo tegolo			26.7	kg/cmq	
Tensione acciaio inferiore			3773	kg/cmq	
Armatura adottata all'appoggio			13.33	cmq	OK

VERIFICHE SLU

FLESSIONE **Msdu = 35007 kgm** x = 90 cm dall'appoggio

Asse neutro : 2.5 cm
Deformazione cls compresso : 0.20 %
Deformazione acciaio teso : 6.75 %
Mrdu = 49332 kgm > Msdu OK

TAGLIO **Vsdu = 40521 kg** All'appoggio

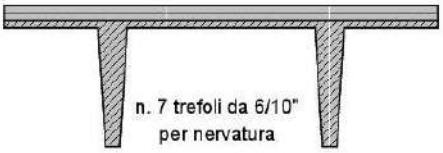
Inclinazione staffe α : 90 °
Inclin. puntoni cls θ : 22 °
Lato cls V_{Rcd} : **105858 kg > Vsdu** OK

Bracci per nervatura : 2
Diametro staffe : 8 mm
Passo staffe : 10 cm
Lato acciaio V_{Rsd} : **157732 kg > Vsdu** OK

ELEMENTO : Tegolo H=95 cm - nerv.=16 cm - L=22.67 m

GRADO DI RESISTENZA AL FUOCO : *R 60*

Larghezza tegolo :	240	cm
Altezza tegolo :	95	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	90	cm
Larghezza nervatura inferiore :	16	cm
Spessore medio getto integrativo :	0	cm
Lunghezza elemento :	2267	cm
Luce di calcolo :	2244	cm



Armatura ordinaria complessiva in *mezzeria* 0.00 cm^2
Armatura ordinaria complessiva all'*appoggio* 13.33 cm^2

ANALISI DEI CARICHI :	Esercizio	γ	SLU fondam. freddo	Ψ_{2k}	SLU eccez. t = 60'
Peso proprio tegolo	1269 daN/m	1.30	1650 daN/m	1.00	1269 daN/m
Peso proprio getto	0 daN/m	1.30	0 daN/m	1.00	0 daN/m
Carico permanente	300 daN/m	1.50	450 daN/m	1.00	300 daN/m
Carico accidentale	1008 daN/m	1.50	1512 daN/m	0.57	576 daN/m

VERIFICA FLESSIONE (sezione in mezzeria)

Msdu =	**227325 kgm**		**135007 kgm**	
Mrdu =	**252330 kgm**	OK	**228746 kgm**	OK
Asse neutro :	7.1 cm		4.5 cm	
Deformazione cls compresso :	0.23 %		0.14 %	
Deformazione acciaio teso :	3.15 %		3.15 %	

VERIFICA TAGLIO (sezione all'appoggio)

temperatura media *cls d'anima* **445 °C**
fattore di riduzione *cls* **0.682**

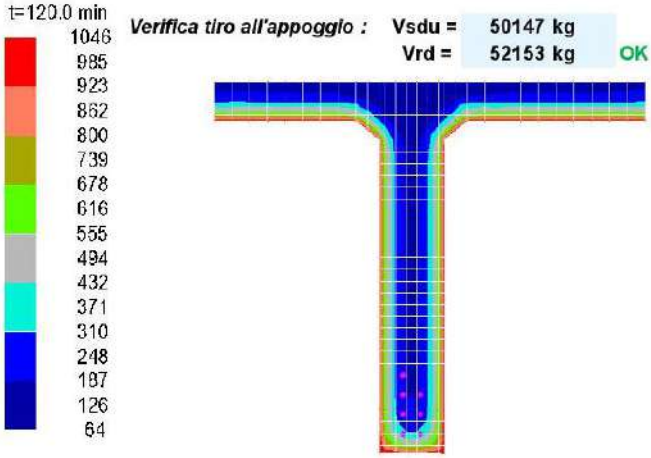
Verifica SENZA armatura trasversale a taglio :	**Vsdu =**	**40521 kg**	**24065 kg**	
	Vrd =	**13618 kg**	**16874 kg**	
	Necessaria armatura a taglio		*Necessaria armatura a taglio*	

temperatura media *staffe* **590 °C**
fattore di riduzione *acciaio - staffe* **0.501**

Verifica CON armatura trasversale a taglio :		**Vsdu =**	**40521 kg**		**24065 kg**	
Bracci per nervatura :	2 cm	**θ =**	**22 °**		**22 °**	
Diametro staffe :	8 mm	**Vrcd =**	**105858 kg**	OK	**127481 kg**	OK
Passo staffe :	10 cm	**Vrsd =**	**157732 kg**	OK	**90877 kg**	OK
	10.05 cmq/m / nervatura					

temperatura media *armatura appoggio* **580 °C**
fattore di riduzione *acciaio - armatura appoggio* **0.532**

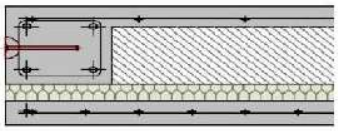
Verifica tiro all'appoggio :	**Vsdu =**	**50147 kg**		**29782 kg**	
	Vrd =	**52153 kg**	OK	**31907 kg**	OK



7.4 THERMAL BREAK PRECAST PANELS

COMMESSA : Compass_ Support Building - SWP.28-TV
ELEMENTO : Pannello a taglio termico - 719 x 249 sp. 28 cm

GEOMETRIA :



Altezza :	719	cm
Larghezza :	249	cm
Spessore complessivo :	28	cm
Altezza sezione resistente :	15	cm
Copriferro :	5	cm
Altezza utile :	10	cm
Larghezza media travetti :	20	cm

Crosta portante :	5	cm
Alleggerimento :	10	cm
Isolante :	8	cm
Crosta portata :	5	cm

CARICHI :

		SLE		γ	SLU	
Caso 1:	Vento	110	kg/mq	1.5	165	kg/mq
					SLV	
Caso 2:	Sisma				37	kg/mq *

* **Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari (D.M.17/01/2018 - §.7.2.3)**

Momento di inerzia del pannello	J =	388090	cm^4
Periodo fondamentale del pannello	T_a =	0.069	s
Periodo fondamentale della costruzione	T_1 =	0.292	s
Quota copertura dallo zero sismico	H =	10.5	m
Quota baricentro pannello dallo zero sismico	Z =	6.905	m
Accelerazione massima del terreno (cat.A + T_1)	$a_{g,SLV}$ =	0.053	g
Fattore di amplificazione massima spettrale	F_0 =	2.677	
Categoria topografica		T1	
Categoria sottosuolo		C	
Coefficiente in funzione del terreno	S =	1.5	
Accelerazione massima sul pannello	S_a =	0.210	g
Fattore di struttura dell'elemento	q_a =	2	
Forza sismica orizzontale sul pannello	F_a =	657	kg
Forza sismica orizzontale sul pannello al mq	f_a =	36.7	kg/mq

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right]$$

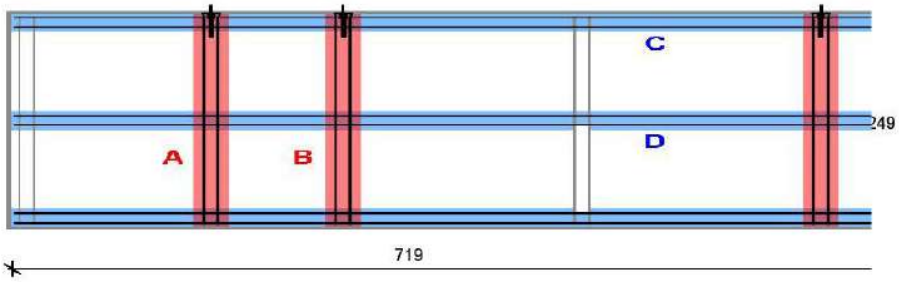
MATERIALI :

CALCESTRUZZO

R_{ck} =	40	N/mm²
γ_c =	1.5	
f_{ck} =	33.20	N/mm²
f_{cm} =	41.20	N/mm²
f_{cd} =	18.81	N/mm²
f_{ctm} =	3.10	N/mm²
f_{ctk} =	2.17	N/mm²
f_{ctd} =	1.45	N/mm²
E_c =	33643	N/mm²

ACCIAIO B450C

f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391.3	N/mm²
E_c =	210000	N/mm²



ARMATURA :

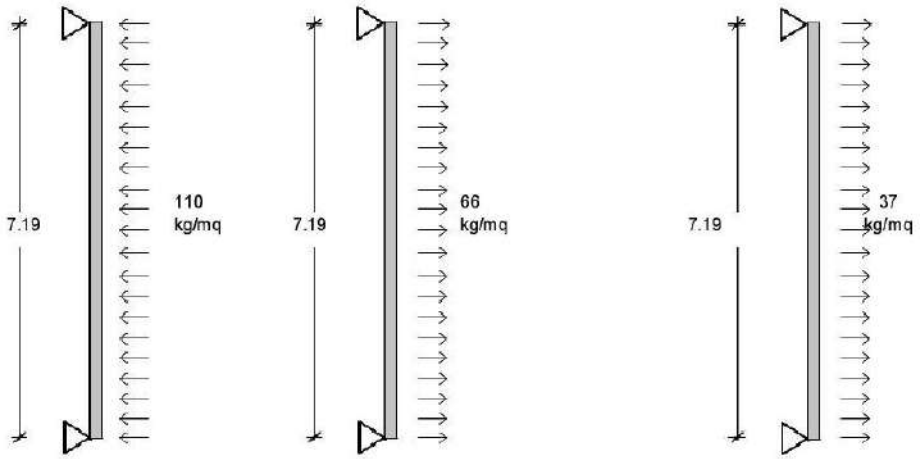
Rete sup	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	
Rete inf	Φ 5	maglia	20 x 20 =	0.98 cmq/m	

Travetto A	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto C**	As sup	3 Φ 12 =	3.39 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	3 Φ 12 =	3.39 cmq
Travetto B	As sup	2 Φ 10 =	1.57 cmq	**Travetto D**	As sup	2 Φ 12 =	2.26 cmq
	As inf	2 Φ 10 =	1.57 cmq		As inf	2 Φ 12 =	2.26 cmq

SCHEMA STATICO :

Caso 1 - (Vento): *Caso 2 - (Sisma):*

Caso 1a - Vento in dir. - X *Caso 1b - Vento in dir. + X*



VERIFICHE A FLESSIONE SLU* :

Momento in campata massimo	**Msdu+ =**	**2655**	**kgm**		
Asse neutro x :		0.9	cm		
Deformazione cls compresso ε_C :		0.35	%		
Deformazione acciaio teso ε_S :		3.35	%		
	Mrdu+ =	**3407**	**kgm**	**>**	**Msdu+** **OK**

VERIFICA A TAGLIO (senza armatura a taglio)

(4.1.2.3.5.1 DM 17-01-2018)

bw =	60	cm			
d =	10	cm	κ=	2.00	
N_{ed} =	0	kg	A_s=	9.05	cm^2
A_c =	600	cm^2	ρ=	1.51%	< 2%
σ_{cp} =	0.00	N/mm^2 ≤ (0.2 fcd)	v_{min}=	0.57	

Verifica cls

$$V_{Rd}' = \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} = 5307 \text{ kg}$$

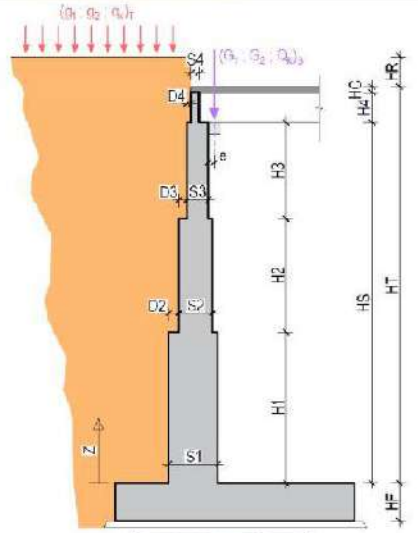
$$V_{Rd}'' = \left(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = 3422 \text{ kg}$$

V_{Rd} = max (V_{Rd}' ; V_{Rd}'') = 5307 kg > Vsdu = 1477 kg **OK**

7.5 PRECAST STEM WALLS

COMMESSA :	**Compass (Redesco) - Data Hall Building SWP.28-FH**
OGGETTO :	**Verifica pannelli prefabbricati contro terra (travi porta pannello Support Building e Data Hall) - Caso con pannelli orizzontali**

GEOMETRIA MURO:	Larghezza muro in dir. ortogonale al disegno (B)	400	cm	
	Geometria CONCIO "1" (H1 S1)	74.1	28	cm
	Geometria CONCIO "2" (H2 S2 D2)	0	0	cm
	Geometria CONCIO "3" (H3 S3 D3)	0	0	cm
	Geometria CONCIO "4" (H4 S4 D4)	0	0	cm
	Altezza cappa collaborante (HC)	0	cm	
	Altezza muro sotto solaio (HS)	74	cm	
	Altezza muro totale (HT)	74	cm	
	Altezza terrapieno (HR)	0	cm	
	Altezza fondazione (HF)	40	cm	
	Eccentricità appoggio solaio (e)	0	cm	
MATERIALI MURO:	Calcestruzzo muro (R_{ck_M})	400	daN/cmq	
	Acciaio d'armatura muro (f_{yk})	4500	daN/cmq	
AZIONI ELEMENTARI: (valori caratteristici)	A1) Peso proprio calcestruzzo (ρ_C)	2500	daN/mc	
	A2) Peso proprio terrapieno (ρ_T)	2000	daN/mc	
	A3) Perm. definiti sopra terrapieno ($g_{1,T}$)	0.1	daN/mq	
	A4) Perm. non def. sopra terrapieno ($g_{2,T}$)	0	daN/mq	
	A5) Variabili sopra terrapieno ($q_{K,T}$)	0	daN/mq	ψ_2 = 1.0
	A6) Permanenti definiti solaio ($G_{1,S}$)	0	daN/m	
	A7) Permanenti non definiti solaio ($G_{2,S}$)	0	daN/m	
	A8) Variabili solaio ($Q_{K,S}$)	0	daN/m	ψ_2 = 0.8
	A9) Accel. sismica di progetto SLV (a_g-S)	0.000	g	
TERRAPIENO:	Angolo d'attrito interno terrapieno ($\phi_{T,k}$)		°	
	Coefficiente di spinta a riposo (K0)	0.81	-	
	Spinta orizz. A2 ($H_{A2\_HT,k}$ $H_{A2\_HT+HF,k}$)	1779	4218	daN
	Spinta orizz. A3-A4-A5 ($H_{A345\_HT,k}$ $H_{A345\_HT+HF,k}$)	0	0	daN
	Coefficiente di riduzione accel. sismica (β_m)	1	-	
	Coefficiente sismici SLV (k_h $\pm k_v$)	0	0	-
	Spinta oriz. A9 con $k_v \downarrow$ ($H_{A9\downarrow\_HT}$ $H_{A9\downarrow\_HT+HF}$)	0	0	daN
	Spinta oriz. A9 con $k_v \uparrow$ ($H_{A9\uparrow\_HT}$ $H_{A9\uparrow\_HT+HF}$)	0	0	daN

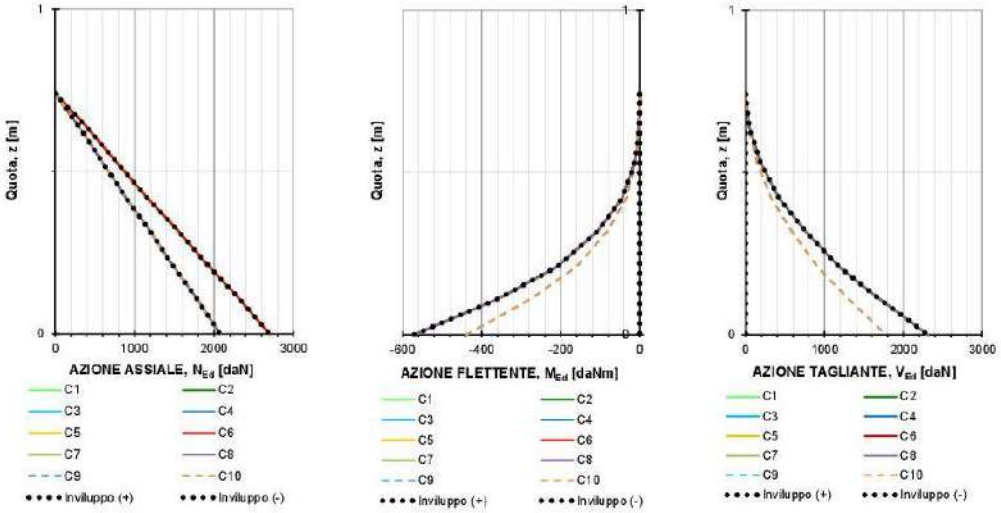


SPINTE ORIZZONTALI MAX.	su "HT"	su "HT+HF"	
SLU-A1	2313	5484	daN
SLE-RARA	1779	4218	daN
SLV	1779	4218	daN

		A1	A2		A3		A4		A5		A6	A7	A8	A9	
			↓	→	↓	→	↓	→	↓	→				$k_v \downarrow$	$k_v \uparrow$
COMBINAZIONI DI CARICO:	**C1)** SLU A1 n°1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50		
	C2) SLU A1 n°2	1.30	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.30	1.50	1.50		
	C3) SLU A1 n°3	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50		
	C4) SLU A1 n°4	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.30	1.50	1.50		
	C5) SLU A1 n°5	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.80	0.00		
	C6) SLU A1 n°6	1.30	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.00	0.80	0.00		
	C7) SLU A1 n°7	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.80	0.00		
	C8) SLU A1 n°8	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50	1.00	0.80	0.00		
	C9) SLV 1 ($k_v \downarrow$)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	
	C10) SLV 2 ($k_v \uparrow$)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80		1.00

VINCOLI:	Superiore (0 = carrello 1 = libero)	1	Quota vincolo:	0.74 m (piano medio cappa)
	Inferiore (0 = cerniera 0÷1 = semi-incastro; 1 = incastro)	1	Quota vincolo:	0.00 m (base muro)

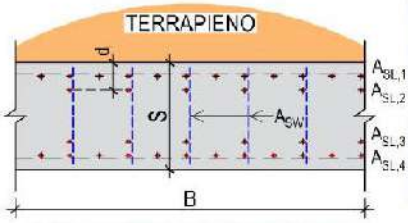
DIAGRAMMI DELLE AZIONI INTERNE



VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO

SEZIONE 1

QUOTA (z) = 0.00 m SPESSORE (S) = 0.28 m



NB: SE SI HANNO SOLO DUE LIVELLI DI ARMATURE A_{SL} COMPILARE I CAMPI "$A_{SL,1}$" e "$A_{SL,4}$"

Armature verticali (A_{SL})								d_i
$A_{SL,1}$	1	ϕ	16	+	ϕ	=	2.01 cmq	9.0 cm
$A_{SL,2}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,3}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,4}$	1	ϕ	16	+	ϕ	=	2.01 cmq	9.0 cm

N.B. Resistenza di 1 Ø16 equivalente a boccola Chryso RUR M20 con armatura integrativa

Armatura a taglio (A_{SW})									
Geom.	d =	9.0	cm	con puntoni compressi ad inclinazione			θ =	45	°
$A_{SW,1}$	br. ϕ	10		con passo vert.	10	cm =	0.00 cmq/m	α =	90 °
$A_{SW,2}$	br. ϕ			con passo vert.		cm =	0.00 cmq/m	α =	°

Spinotti integrativi contro lo scorrimento ($A_{SL,INT}$)							
Mecc. di scorrimento possibile?	SI	→	1	ϕ	20	=	3.14 cmq

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

RUN

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	M_{Ed} [daNm]	$M_{Rd}(N_{Ed})$ [daNm]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	-571	-3345	OK	5.85
C2	2697	-571	-3345	OK	5.85
C3	2075	-571	-3259	OK	5.70
C4	2075	-571	-3259	OK	5.70
C5	2697	-571	-3345	OK	5.85
C6	2697	-571	-3345	OK	5.85
C7	2075	-571	-3259	OK	5.70
C8	2075	-571	-3259	OK	5.70
C9	2075	-440	-3259	OK	7.42
C10	2075	-440	-3259	OK	7.42

VERIFICA A TAGLIO

Resistenza a taglio sufficiente SENZA armature trasversali

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	$V_{Rd,NN\,ARM.\,A.T.}$ [daN]	$V_{Rd,ARM.\,A.T.}$ [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C2	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C3	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C4	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C5	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C6	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C7	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C8	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C9	2075	1779	20635	-	OK	>10
C10	2075	1779	20635	-	OK	>10

VERIFICA A SCORRIMENTO

Resistenza a scorrimento sufficiente SENZA spinotti integrativi

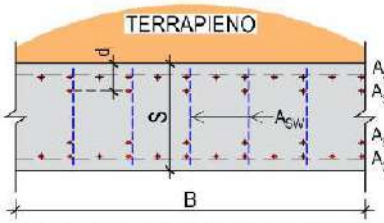
Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	V_{dd} (*) [daN]	V_{id} [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C2	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C3	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C4	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C5	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C6	2697	2313	3876	3994	OK	3.40
C7	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C8	2075	2313	3873	3986	OK	3.40
C9	2075	1779	3898	3093	OK	3.93
C10	2075	1779	3898	3093	OK	3.93

(*) = Il contributo offerto dall "effetto spinotto V_{dd}" alla resistenza a scorrimento computa:
- le armature verticali "A_{SL}" (solo la quota parte risultante in eccesso dalla precedente verifica a presso-flessione);
- gli spinotti integrativi "$A_{SL,INT}$" (solo se risultanti necessari).

VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO

SEZIONE 2

QUOTA (z) = 0.00 m SPESSORE (S) = 0.28 m



NB: SE SI HANNO SOLO DUE LIVELLI DI ARMATURE A_{SL} COMPILARE I CAMPI "$A_{SL,1}$" e "$A_{SL,4}$"

Armature verticali (A_{SL})								d_i
$A_{SL,1}$	2	ϕ	12	+	ϕ	=	2.26 cmq	6.0 cm
$A_{SL,2}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,3}$		ϕ		+	ϕ	=	0.00 cmq	cm
$A_{SL,4}$	2	ϕ	12	+	ϕ	=	2.26 cmq	6.0 cm

Armatura a taglio (A_{SW})									
Geom.	d	=	9.0	cm	con puntoni compressi ad inclinazione			θ =	45 °
$A_{SW,1}$	0	br. ϕ	10	con passo vert.	10	cm =	0.00 cmq/m	α =	90 °
$A_{SW,2}$		br. ϕ		con passo vert.		cm =	0.00 cmq/m	α =	°

Spinotti integrativi contro lo scorrimento (A_{SJ_INT})					
Mecc. di scorrimento possibile?	NO	→	ϕ	=	0.00 cmq

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

RUN

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	M_{Ed} [daNm]	$M_{Rd}(N_{Ed})$ [daNm]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	-571	-4244	OK	7.43
C2	2697	-571	-4244	OK	7.43
C3	2075	-571	-4159	OK	7.28
C4	2075	-571	-4159	OK	7.28
C5	2697	-571	-4244	OK	7.43
C6	2697	-571	-4244	OK	7.43
C7	2075	-571	-4159	OK	7.28
C8	2075	-571	-4159	OK	7.28
C9	2075	-440	-4159	OK	9.46
C10	2075	-440	-4159	OK	9.46

VERIFICA A TAGLIO

Resistenza a taglio sufficiente SENZA armature trasversali

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	$V_{Rd\_NN\ ARM.\ A\ T.}$ [daN]	$V_{Rd\_ARM.\ A\ T.}$ [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C2	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C3	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C4	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C5	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C6	2697	2313	20665	-	OK	8.93
C7	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C8	2075	2313	20635	-	OK	8.92
C9	2075	1779	20635	-	OK	>10
C10	2075	1779	20635	-	OK	>10

VERIFICA A SCORRIMENTO

Combinazione di carico	N_{Ed} [daN]	V_{Ed} [daN]	V_{dd} (*) [daN]	V_{ru} [daN]	VERIFICA	F.S.
C1	2697	2313	-	-	-	-
C2	2697	2313	-	-	-	-
C3	2075	2313	-	-	-	-
C4	2075	2313	-	-	-	-
C5	2697	2313	-	-	-	-
C6	2697	2313	-	-	-	-
C7	2075	2313	-	-	-	-
C8	2075	2313	-	-	-	-
C9	2075	1779	-	-	-	-
C10	2075	1779	-	-	-	-

(*) = Il contributo offerto dall' "effetto spinotto V_{dd}" alla resistenza a scorrimento computa:
- *le armature verticali "A_{SL}" (solo la quota parte risultante in eccesso dalla precedente verifica a presso-flessione);*
- *gli spinotti integrativi "A_{SJ_INT}" (solo se risultanti necessari).*

A04 – RIGID DIAPHRAGM

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI	MEG

Table of contents

1 INTRODUCTION 3
1.1 SCOPE OF DOCUMENT 3
2 CALCULATION MODEL 5
2.1 DESCRIPTION 5
2.2 LOAD CONDITIONS 6
2.2.1 Load combinations 6
2.3 GLOBAL DISPLACEMENTS 7
3 CONNECTIONS BETWEEN TTs 8
3.1 ANALYSIS RESULTS 8
3.1.1 Type 1 connection 8
3.1.2 Type 2 connection 9
3.2 VERIFICATIONS 10
3.2.1 Type 1 connection 10
3.2.2 Type 2 connection 11
4 CAST IN PLACE STRIP CONNECTION 12
4.1 ANALYSIS RESULTS 12
4.2 VERIFICATIONS 13
4.2.1 Strip over side beams 13
4.2.2 Strip over central beams 14
4.2.3 Strip cast over lateral beams 15

1 INTRODUCTION

1.1 SCOPE OF DOCUMENT

The scope of this annex is to summarize the verification of the connections, both cast in situ strips and welded plates, in compliance with the assumption of a rigid floor diaphragm at the level of the roof of the buildings.

In the modelling of the buildings for the determination of the seismic actions, as reported in the relevant report, a rigid diaphragm was considered at the level of the roof. This assumption is normally verified by the presence of a cast-in-situ concrete topping that joins all the prefabricated elements that make up the deck.
In the case in question, however, the construction method involves casting a strip of concrete only near the beams; the tiles are then connected to each other along their development by punctual metal plates welded on special inserts foreseen in the prefabricated TTs.
A representation of the floor connections is shown in the following figures.

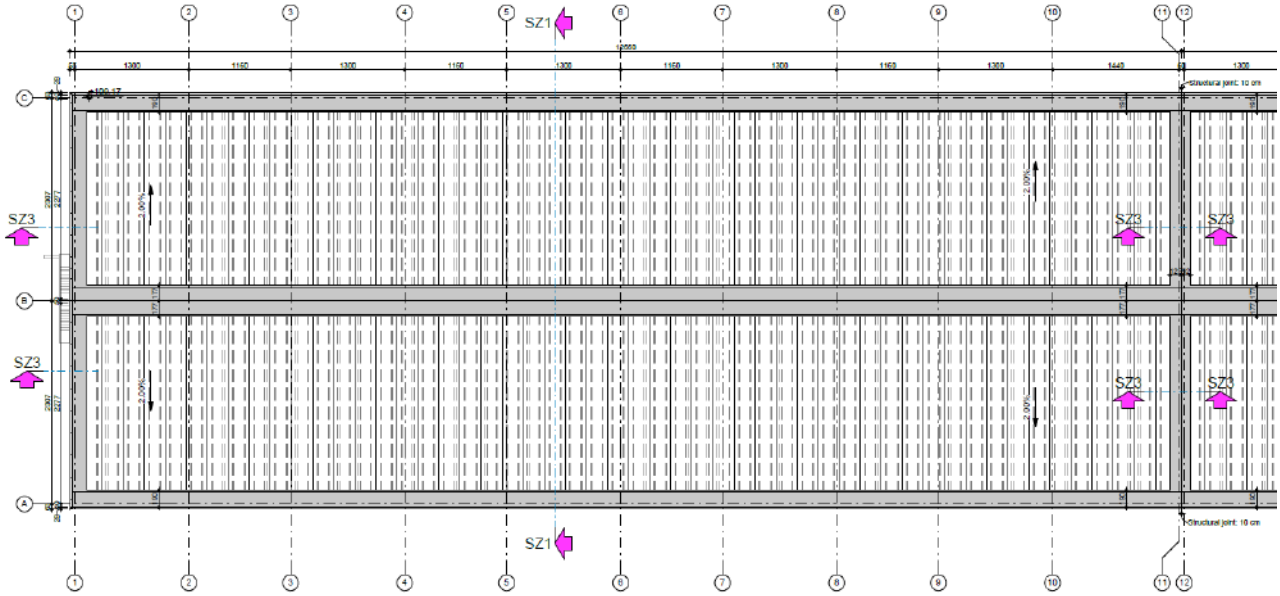


Fig. 1-1 : Strip cast-in-situ topping (grey areas in the image))

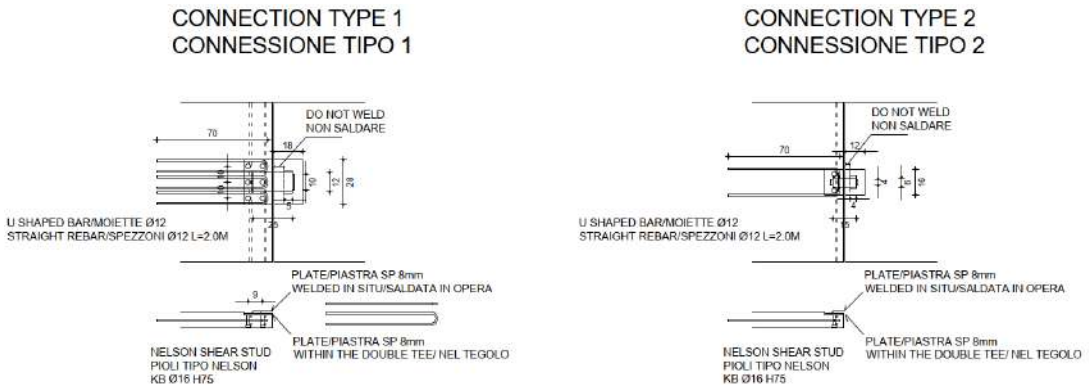


Fig. 1-2 : Schemes of typical welded connection between adjacent TTs

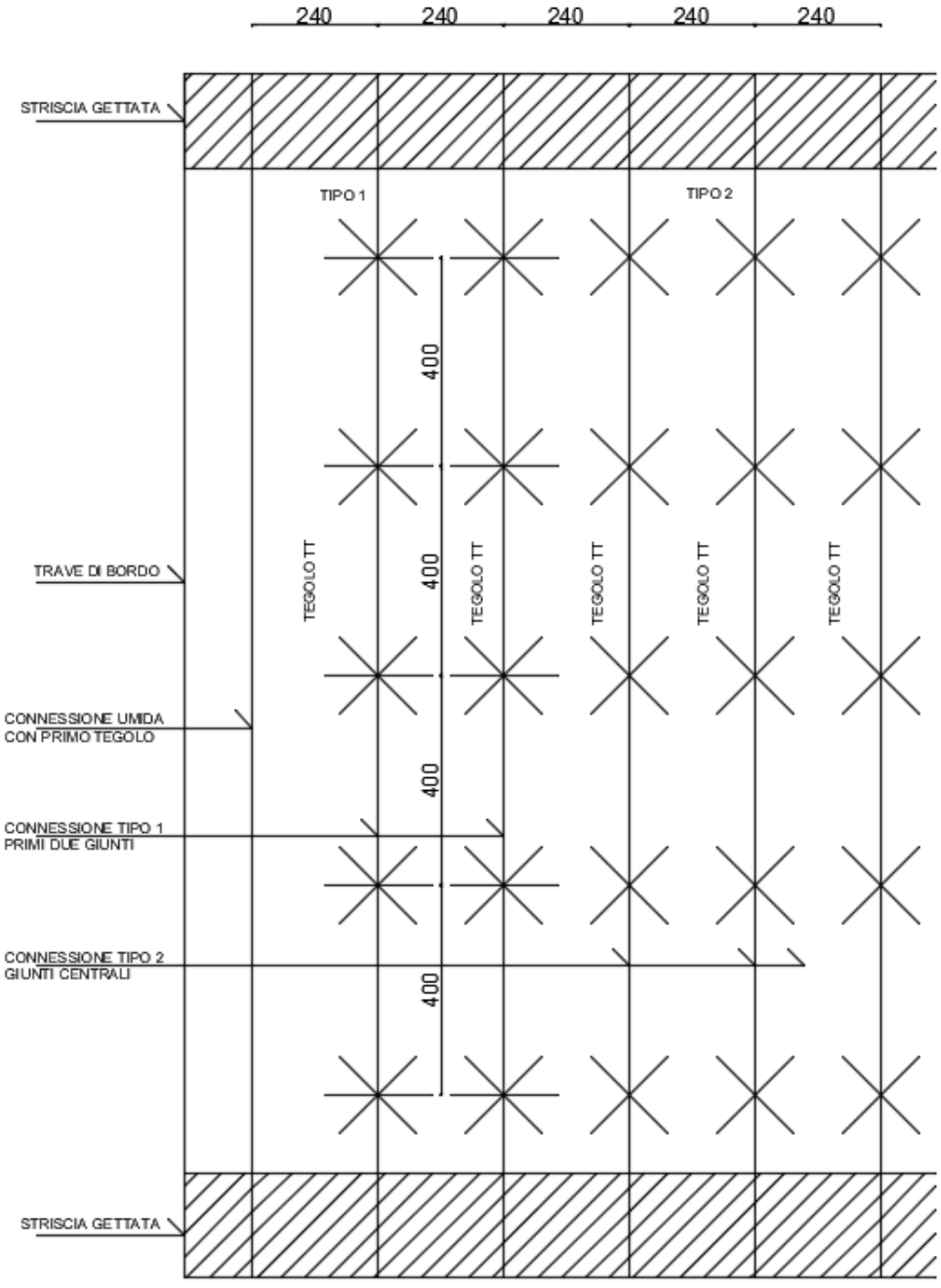


Fig. 1-3 : Typical positioning scheme of welded connections

For any further details, please refer to the project drawings.

2 CALCULATION MODEL

2.1 DESCRIPTION

To capture the distribution of the actions within the connections, an ad hoc model was created in which the TTs and the beams are modelled with plate-type elements.
The adjacent TTs are mutually separated and connected by elastic links at the welded plates locations. On the sides (red areas in figure 2-1 here below), the plate elements connect beams and TTs to schematize the cast in place topping strips.
This document describes the calculation of the actions in the connexions for the DH building which is the largest; the same considerations also apply by analogy to the SB building.
Below are some images of the model used.

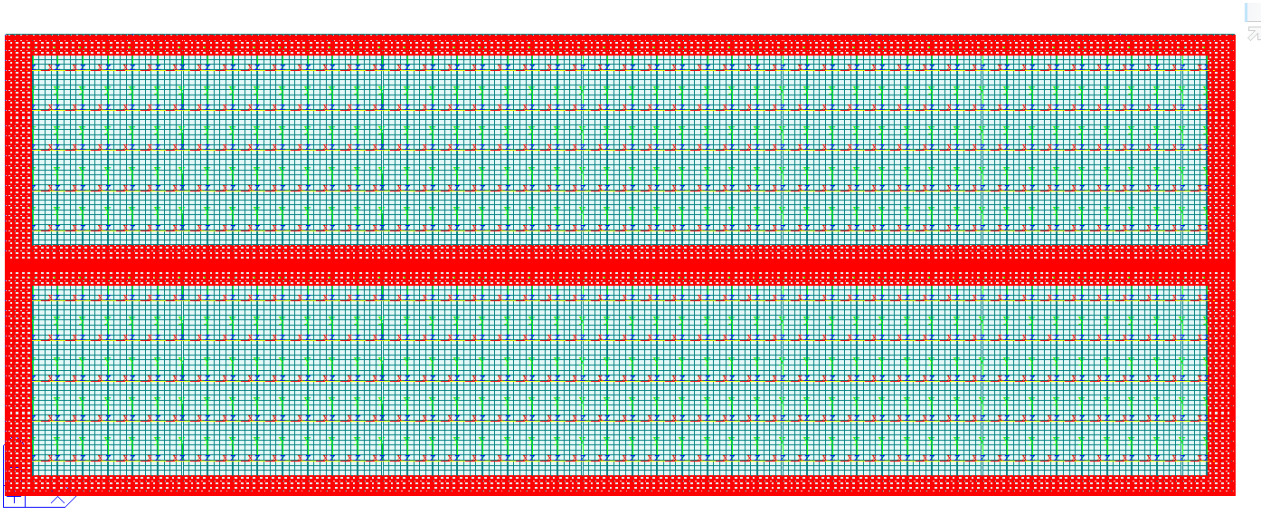


Fig. 2-1 : Roof level – model showing local connections (position identified by local axes) and red area for the concrete strips

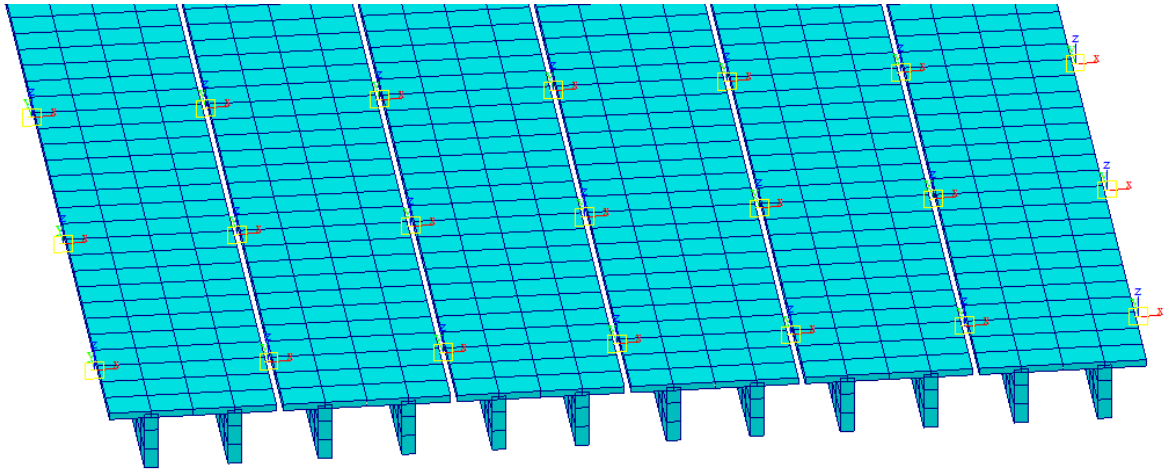


Fig. 2-2: Roof level – detail of the model showing local connections (position identified by local axes)

The links that simulate the welded plate connections have an axial and shear stiffness proportional to the actual type of connection that will be used in each position.

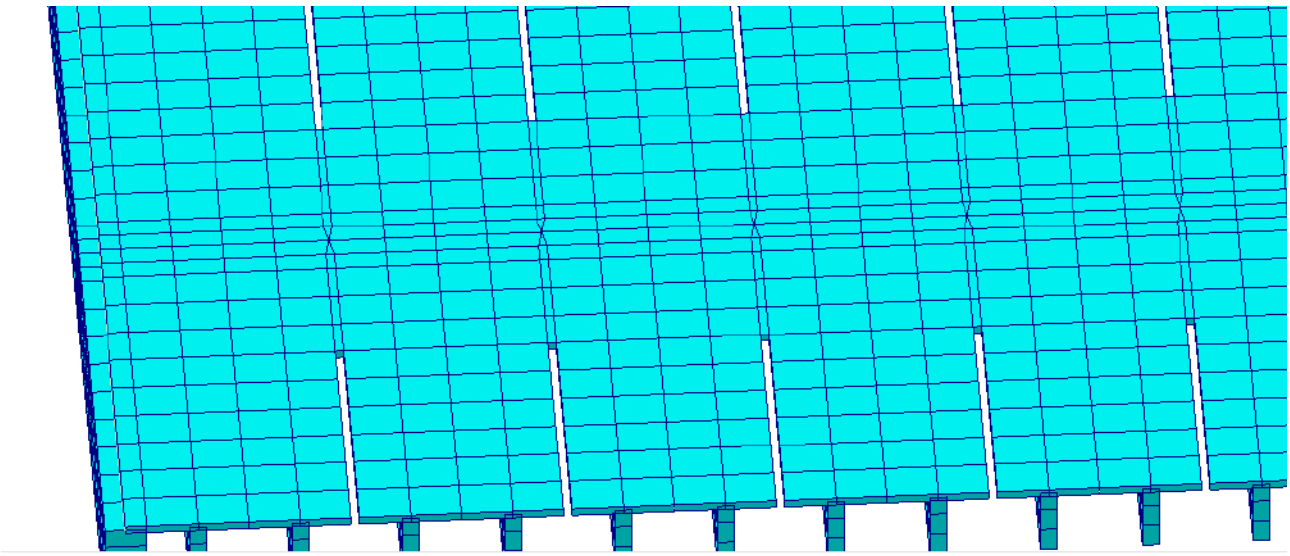


Fig. 2-3 : Roof level - detail of the model showing the "plate element" continuity corresponding to the cast in place strip on central beam.

2.2 LOAD CONDITIONS

The load conditions considered for the analysis include the permanent loads applied after the construction of the connections, the seismic actions and the thermal variation.
In particular, the seismic action is applied as a distributed load at the level of the roof slab, starting from the global shear in the two plane directions obtained from the single building models used for the global analyses. This assumption is in favour of safety since a part of the seismic mass which generates the total shear at the base is actually attributable to the beams and columns which do not actually contribute to the actions in the connections mentioned above.
With regard to the thermal variation, a more unfavourable condition was analysed compared to the general one envisaged by the NTC 2018 standard. As indicated in the general part of this report, the operating temperature inside the DH derived from the information shared with the design team is approximately 36°C. The ambient temperature at the time of laying and making the connections is assumed equal to + 20°C therefore the thermal variation considered for this detailed analysis is equal to DT = +/- 16°C.

2.2.1 Load combinations

Based on the prescriptions of chap. 7.4.4.4.1 of NTC'18 the forces in the diaphragm must be increased by 30% for structural checks. Furthermore, given that the dissipative mechanism of the buildings is constituted by the joint at the base of the columns, it is considered correct that the mechanisms of transfer of the actions that are located upstream of the dissipative one, are calculated for an elastic action, thus multiplying the actions of the model for the behaviour factor q = 1.50.
The actions for seismic verifications are therefore defined as follows:

SIS 1 = 1.50 x 1.30 x (Ex + 0.3 Ey); SIS 2 = 1.50 x 1.30 x (Ey + 0.3 Ex);

And the verification load combinations are the following:

V d (E) 1 = PERM + SIS 1; V d (E) 2 = PERM + SIS 2

V d (T) 3 = PERM + 1.50 DT; V d (T) 4 = PERM - 1.50 DT

2.3 GLOBAL DISPLACEMENTS

The figures below show how the displacements in the plane of the roof reflect the assumption of a rigid plane. The absolute values must not be taken as a reference given the particularity of this detailed model but it is interesting to note that there are no relative movements between the different parts of the roof, under seismic action in both directions of the plane.

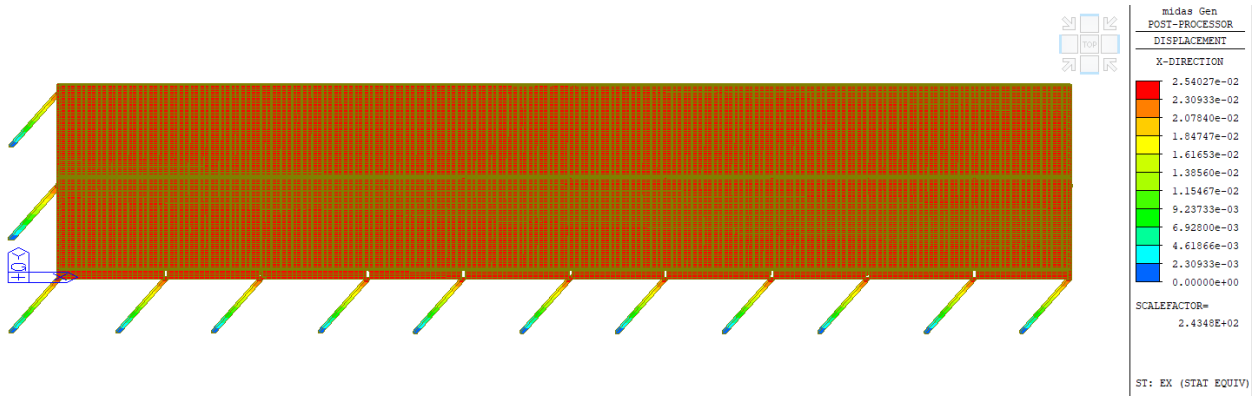


Fig. 2-4 : Displacement shape for x direction seismic load (static equivalent analysis)

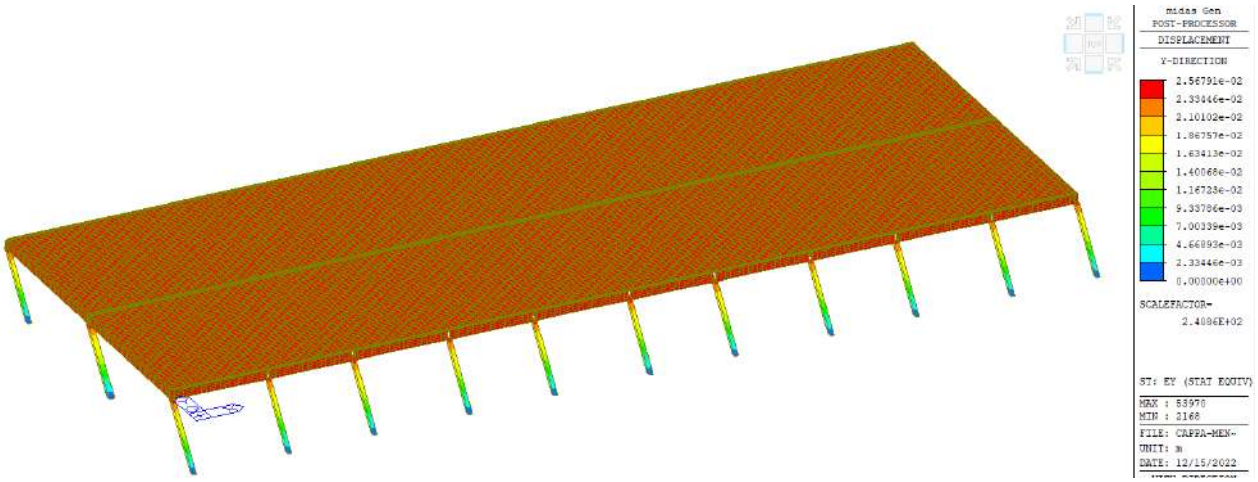


Fig. 2-5 : Displacement shape for y direction seismic load (static equivalent analysis)

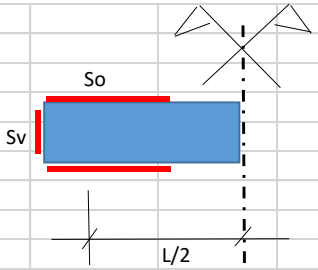
3 CONNECTIONS BETWEEN TTs

3.1 ANALYSIS RESULTS

The stiffness of the connections introduced in the model are calculated starting from the actual dimensions of the connection plate. The connections are effective only for in-plane actions in the two directions x and y.

3.1.1 Type 1 connection

Geometria			
b	12.0	cm	
h (spessore)	1.2	cm	
L	20.0	cm	
Area	14.4	cmq	
J	172.8	cm4	
Wel	28.8	cm3	
Wpl	43.2	cm3	
Materiali			
S275			
ftk	51.00	kN/cmq	
fyk	35.50	kN/cmq	
γs	1.15		
fyd	30.87	kN/cmq	
E	2.10E+04	kN/cmq	
Rigidezze			
Assiale	1.51E+04	kN/cm	[EA/L]
	1.51E+06	kN/m	
Taglio	5.44E+03	kN/cm	[12EJ/L^3]
	5.44E+05	kN/m	



The maximum concomitant values of ULS forces and moments for type 1 connections, valid for the edges of the building, are shown in the following tables.

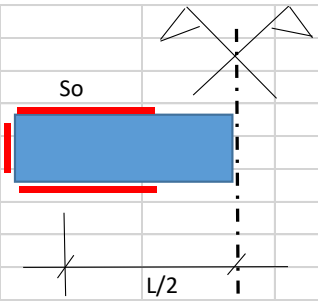
Azioni SLU

	CONCOMITANTI			
Vd (E) 1-2	Axial	Shear-y	M-y [VL/2]	M/d
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
max Ax	7.1	8.1	0.8	6.8
min Ax	-42.0	2.9	0.3	2.5
max Sh	-8.1	91.7	9.2	76.4
min Sh	-6.2	-87.4	-8.7	-72.9
max Comb	-8.1	91.7	9.2	76.4

	CONCOMITANTI			
Vd (T) 3-4	Axial	Shear-y	M-y [VL/2]	M/d
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
max Ax	9.0	-24.8	-2.5	-20.6
min Ax	-50.0	10.1	1.0	8.4
max Sh	-4.7	71.9	7.2	59.9
min Sh	-4.7	-71.9	-7.2	-59.9
max Comb	-4.7	71.9	7.2	59.9

3.1.2 Type 2 connection

Geometria									
b	6.0	cm							
h (spessore)	0.8	cm							
L	11.0	cm							
Area	4.8	cmq							
J	14.4	cm4							
Wel	4.8	cm3							
Wpl	7.2	cm3							
Materiali									
S275									
ftk	51.00	kN/cmq							
fyk	35.50	kN/cmq							
γs	1.15								
fyd	30.87	kN/cmq							
E	2.10E+04	kN/cmq							
Rigidezze									
Assiale	9.16E+03	kN/cm	[EA/L]						
	9.16E+05	kN/m							
Taglio	2.73E+03	kN/cm	[12EJ/L^3]						
	2.73E+05	kN/m							



The maximum concomitant values of ULS forces and moments for type 1 connections, valid for the central areas of the building, are shown in the following tables.

Azioni SLU

	CONCOMITANTI					CONCOMITANTI			
Vd (E) 1-2	Axial	Shear-y	M-y [VL/2]	M/d	Vd (T) 3-4	Axial	Shear-y	M-y [VL/2]	M/d
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]		[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
max Ax	14.1	12.4	0.7	11.4	max Ax	16.9	-3.5	-0.2	-3.2
min Ax	-31.2	2.1	0.1	2.0	min Ax	-36.6	-1.1	-0.1	-1.0
max Sh	-2.6	20.3	1.1	18.6	max Sh	-18.5	13.8	0.8	12.7
min Sh	-2.5	-17.3	-1.0	-15.9	min Sh	-18.5	-13.8	-0.8	-12.7
max Comb	-31.2	2.1	0.1	2.0	max Comb	-36.6	-1.1	-0.1	-1.0

3.2 VERIFICATIONS

Starting from the above said internal actions, the connections are verified both on the side of the plate to be welded on site and on the side of the insert in the precast element.

3.2.1 Type 1 connection

Verifiche sezionali

Vd (E) 1-2	σ	τ	σ id	VER
	[kN/cmq]	[kN/cmq]	[kN/cmq]	
max Ax	2.4	0.6	2.6	OK
min Ax	3.6	0.2	3.6	OK
max Sh	21.8	6.4	24.4	OK
min Sh	20.7	-6.1	23.2	OK
max Comb	21.8	6.4	24.4	OK

Vd (T) 3-4	σ	τ	σ id	VER
	[kN/cmq]	[kN/cmq]	[kN/cmq]	
max Ax	6.4	-1.7	7.0	OK
min Ax	5.8	0.7	5.9	OK
max Sh	17.0	5.0	19.1	OK
min Sh	17.0	-5.0	19.1	OK
max Comb	17.0	5.0	19.1	OK

Verifiche saldature

Vd (E) 1-2	Soriz	S vert	MAX	VER
	[kN/cm]	[kN/cm]	[kN/cm]	
max Ax	2.5	1.0	2.5	OK
min Ax	5.6	0.4	5.6	OK
max Sh	19.2	10.9	19.2	OK
min Sh	18.1	-10.4	18.1	OK
max Comb	19.2	10.9	19.2	OK

Vd (T) 3-4	Soriz	S vert	MAX	VER
	[kN/cm]	[kN/cm]	[kN/cm]	
max Ax	6.0	-2.9	6.0	OK
min Ax	7.9	1.2	7.9	OK
max Sh	14.8	8.6	14.8	OK
min Sh	14.8	-8.6	14.8	OK
max Comb	14.8	8.6	14.8	OK

Verifiche Pioli Nelson

n tot pioli	6.00		fyk	35.00	kN/cmq
d int	20.00	cm	γs	1.25	
n pioli 1 fila	2.00		fyd	28.0	kN/cmq
d piolo	15.80	mm	fvd	16.2	kN/cmq
A piolo	1.96	cmq	Fvr	31.7	kN

Vd (E) 1-2	Fs (N-M)	Fs (V)	Tot	VER
	[kN]	[kN]	[kN]	
max Ax	3.2	1.4	3.5	OK
min Ax	7.7	0.5	7.7	OK
max Sh	24.3	15.3	28.7	OK
min Sh	22.9	14.6	27.1	OK
max Comb	24.3	15.3	28.7	OK

Vd (T) 3-4	Fs (N-M)	Fs (V)	Tot	VER
	[kN]	[kN]	[kN]	
max Ax	7.7	4.1	8.7	OK
min Ax	10.8	1.7	11.0	OK
max Sh	18.8	12.0	22.3	OK
min Sh	18.8	12.0	22.3	OK
max Comb	18.8	12.0	22.3	OK

Verifiche Armature di ancoraggio

d ferri	12.00	mm	fyk	45.00	kN/cmq
braccia	2.00		γs	1.15	
A ferri tot	2.26	cmq	fyd	39.1	kN/cmq
			Frd	88.5	kN

Vd (E) 1-2	Fs TOT			VER
	[kN]			
max Ax	7.0			OK
min Ax	15.5			OK
max Sh	57.4			OK
min Sh	54.3			OK
max Comb	57.4			OK

Vd (T) 3-4	Fs TOT			VER
	[kN]			
max Ax	17.5			OK
min Ax	21.9			OK
max Sh	44.5			OK
min Sh	44.5			OK
max Comb	44.5			OK

3.2.2 Type 2 connection

Verifiche sezionali

Vd (E) 1-2	σ	τ	σ id	VER
	[kN/cmq]	[kN/cmq]	[kN/cmq]	
max Ax	12.4	2.6	13.2	OK
min Ax	8.1	0.4	8.2	OK
max Sh	16.0	4.2	17.6	OK
min Sh	13.8	-3.6	15.1	OK
max Comb	8.1	0.4	8.2	OK

Vd (T) 3-4	σ	τ	σ id	VER
	[kN/cmq]	[kN/cmq]	[kN/cmq]	
max Ax	6.2	-0.7	6.3	OK
min Ax	8.5	-0.2	8.5	OK
max Sh	14.4	2.9	15.2	OK
min Sh	14.4	-2.9	15.2	OK
max Comb	8.5	-0.2	8.5	OK

Verifiche saldature

Vd (E) 1-2	Soriz	S vert	MAX	VER
	[kN/cm]	[kN/cm]	[kN/cm]	
max Ax	8.2	5.5	8.2	OK
min Ax	7.8	1.0	7.8	OK
max Sh	8.9	9.0	9.0	OK
min Sh	7.7	-7.7	7.7	OK
max Comb	7.8	1.0	7.8	OK

Vd (T) 3-4	Soriz	S vert	MAX	VER
	[kN/cm]	[kN/cm]	[kN/cm]	
max Ax	5.2	-1.6	5.2	OK
min Ax	8.6	-0.5	8.6	OK
max Sh	9.8	6.2	9.8	OK
min Sh	9.8	-6.2	9.8	OK
max Comb	8.6	-0.5	8.6	OK

Verifiche Pioli Nelson

n tot pioli	2.00		fyk	35.00	kN/cmq
d int	10.00	cm	γs	1.25	
n pioli 1 fila	1.00		fyd	28.0	kN/cmq
d piolo	15.80	mm	fvd	16.2	kN/cmq
A piolo	1.96	cmq	Fvr	31.7	kN

Vd (E) 1-2	Fs (N-M)	Fs (V)	Tot	VER
	[kN]	[kN]	[kN]	
max Ax	13.9	6.2	15.2	OK
min Ax	16.8	1.1	16.8	OK
max Sh	12.5	10.1	16.1	OK
min Sh	10.8	8.7	13.8	OK
max Comb	16.8	1.1	16.8	OK

Vd (T) 3-4	Fs (N-M)	Fs (V)	Tot	VER
	[kN]	[kN]	[kN]	
max Ax	10.3	1.7	10.5	OK
min Ax	18.9	0.6	18.9	OK
max Sh	16.8	6.9	18.2	OK
min Sh	16.8	6.9	18.2	OK
max Comb	18.9	0.6	18.9	OK

Verifiche Armature di ancoraggio

d ferri	12.00	mm	fyk	45.00	kN/cmq
braccia	1.00		γs	1.15	
A ferri tot	1.13	cmq	fyd	39.1	kN/cmq
			Frd	44.3	kN

Vd (E) 1-2	Fs TOT			VER
	[kN]			
max Ax	30.4			OK
min Ax	33.6			OK
max Sh	32.1			OK
min Sh	27.7			OK
max Comb	33.6			OK

Vd (T) 3-4	Fs TOT			VER
	[kN]			
max Ax	21.0			OK
min Ax	37.9			OK
max Sh	36.4			OK
min Sh	36.4			OK
max Comb	37.9			OK

4 CAST IN PLACE STRIP CONNECTION

The TT features a top flange thickness of 10.0 cm as everywhere but at the ends. In correspondence with the areas where the cast in place strip is to be made, the thickness is reduced to 5.0 cm so that the subsequent casting on site (5.0 cm) brings the extrados level at same level of the typical section. Reinforcement bars emerge from the upper precast flange and allow for the overlap with the reinforcement of the cast in situ strip. A scheme is represented in the following images, for details please refer to the project drawings.

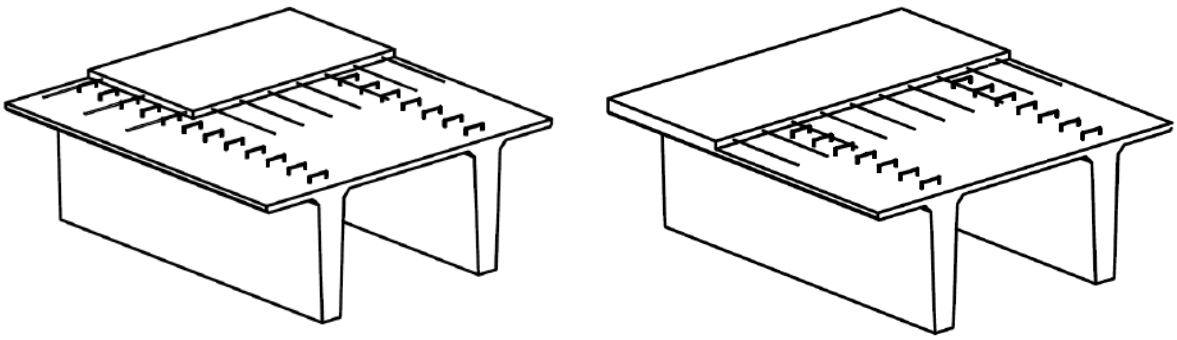


Fig. 4-1 : Scheme of the thickness reduction of the upper flange of the TTs. Left: side element. Right: typical element.

The reinforcement protruding from the precast flange is made up of Ø10/20 cm. The same spacing and diameters are used for the transversal reinforcement of the cast in place strip. In the direction orthogonal to this reinforcement and parallel to the edge beams, the reinforcement in the cast cap consists of Ø12/10 cm.

4.1 ANALYSIS RESULTS

The results of the internal actions in the elements that simulate the connecting strip are analysed in correspondence with a significant number of sections along the whole building, both for the edge beams and for the central or lateral ones. An example of the sections considered and relevant internal actions is shown in the following figures.

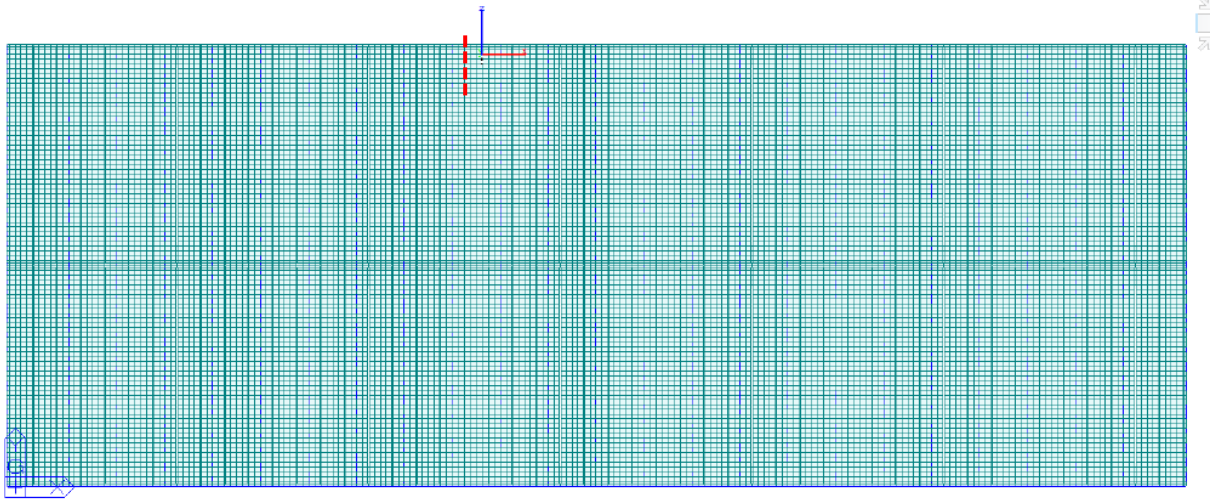


Fig. 4-2 : Example of a section considered for the verification of the strip connection

Name	Load	Length (m)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
Tr bordo app-4	DT	2.0	-46.6	0.9	0.7	-0.5	-12.7	0.0
Tr bordo app-4	Ex (stat equiv)	2.0	2.7	0.2	-2.8	-0.1	0.2	-0.1
Tr bordo app-4	Ey (stat equiv)	2.0	34.1	5.2	2.4	-2.5	-1.1	-1.3
Tr bordo app-4	Perm	2.0	333.3	-6.6	-8.7	4.3	168.5	4.5
Tr bordo app-4	Vd(E) 1	2.0	358.5	-3.2	-12.8	2.8	168.1	3.7
Tr bordo app-4	Vd(E) 2	2.0	401.4	3.6	-5.6	-0.6	166.4	2.0
Tr bordo app-4	Vd(T) 3	2.0	263.3	-5.3	-7.7	3.6	149.4	4.5
Tr bordo app-4	Vd(T) 4	2.0	403.3	-7.9	-9.7	5.1	187.6	4.6

Fig. 4-3 : Typical output for internal actions (Result Force Sum), referred to the section identified in Fig. 4-4

4.2 VERIFICATIONS

The checks for bending combined with compression/tension are reported below for all typical sections. The shear stresses (Vz) are always low and the reinforcement overlapped with that protruding from the precast flanges always allows to fully satisfy the checks.

4.2.1 Strip over side beams

It is the strip cast over the beams on the long sides of DH and SB.

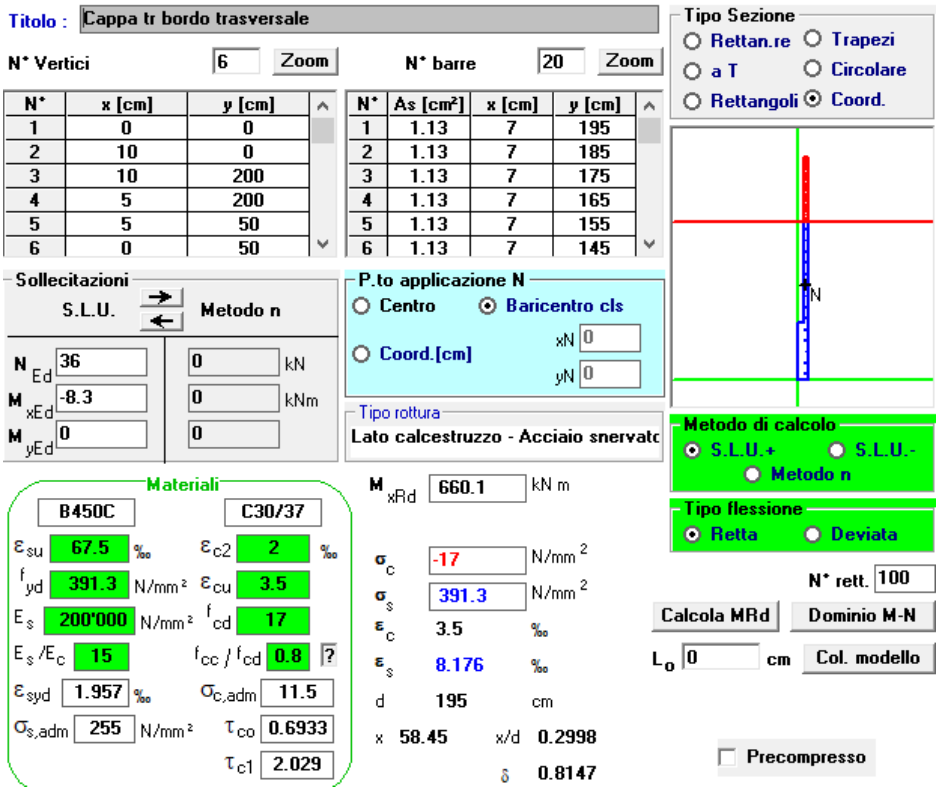


Fig. 4-5 : Strip over side beam: example of verification

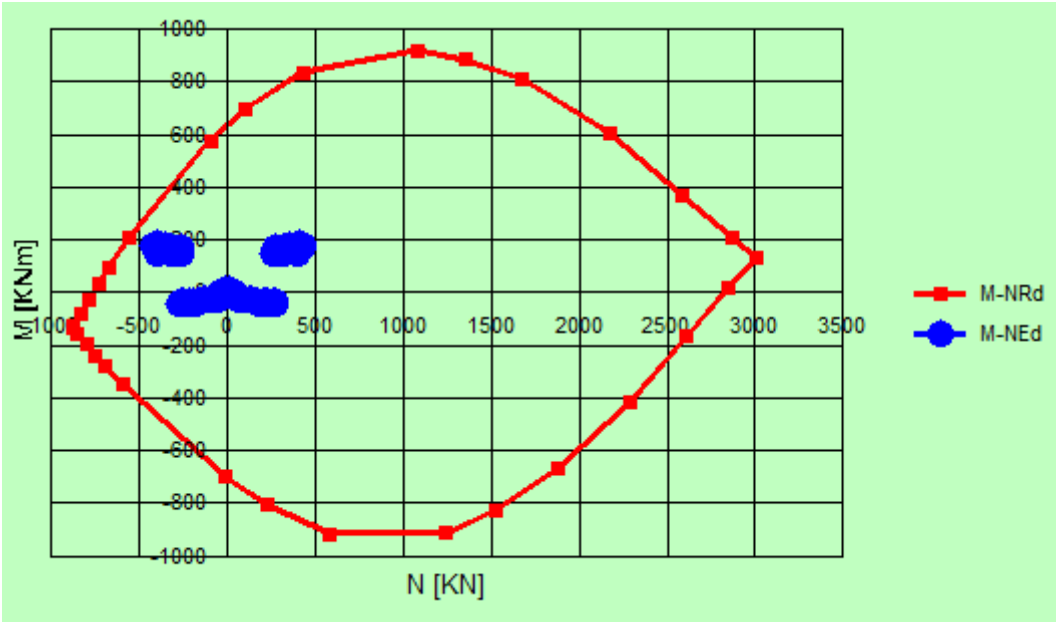


Fig. 4-6 : Strip over side beams: M-N interaction diagram

4.2.2 Strip over central beams

It is the strip cast over the beams over the central axis of DH.

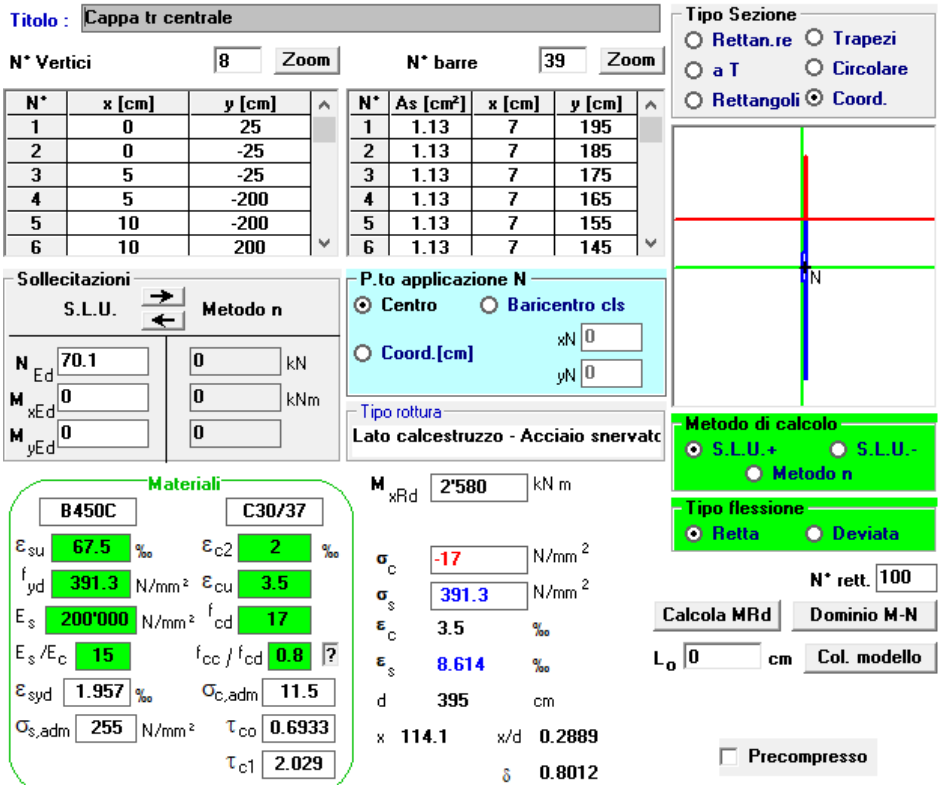

Titolo : Cappa tr centrale
N° Vertici 8 Zoom
N° barre 39 Zoom
N° | x [cm] | y [cm]
1 | 0 | 25
2 | 0 | -25
3 | 5 | -25
4 | 5 | -200
5 | 10 | -200
6 | 10 | 200
N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm]
1 | 1.13 | 7 | 195
2 | 1.13 | 7 | 185
3 | 1.13 | 7 | 175
4 | 1.13 | 7 | 165
5 | 1.13 | 7 | 155
6 | 1.13 | 7 | 145
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 70.1 0 kN
M xEd 0 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C30/37
εsu 67.5 ‰ εc2 2 ‰
fyd 391.3 N/mm² εcu 3.5
Es 200'000 N/mm² fcd 17
Es /Ec 15 fcc / fcd 0.8 ?
εsyd 1.957 ‰ σc,adm 11.5
σs,adm 255 N/mm² τco 0.6933
τc1 2.029
M xRd 2'580 kN m
σc -17 N/mm²
σs 391.3 N/mm²
εc 3.5 ‰
εs 8.614 ‰
d 395 cm
x 114.1 x/d 0.2889
δ 0.8012
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello
Precompresso

Fig. 4-7 : Strip over central beams: example of verification

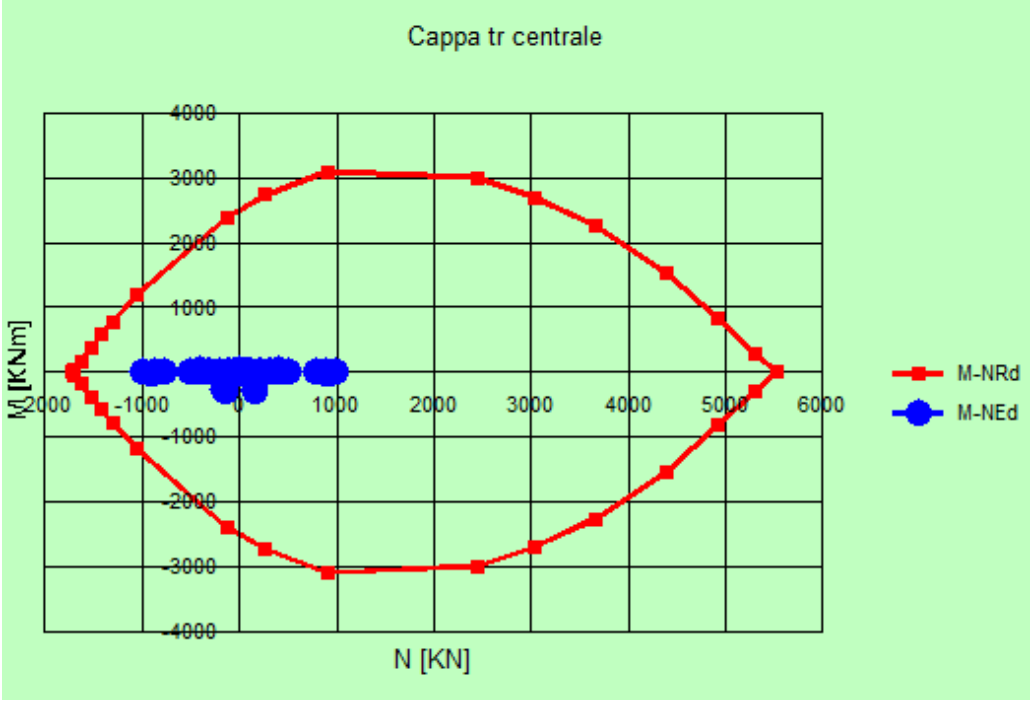


Fig. 4-8 : Strip over central beams: M-N interaction diagram

4.2.3 Strip cast over lateral beams

It is the strip cast over the beams along the short sides of DH and SB.

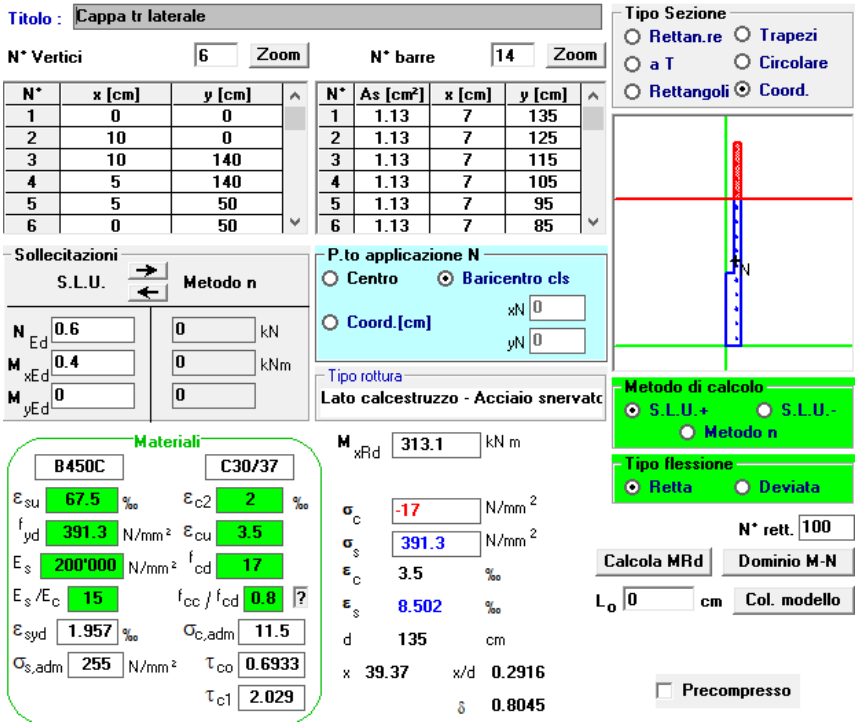


Fig. 4-9 : Strip over lateral beams: example of verification

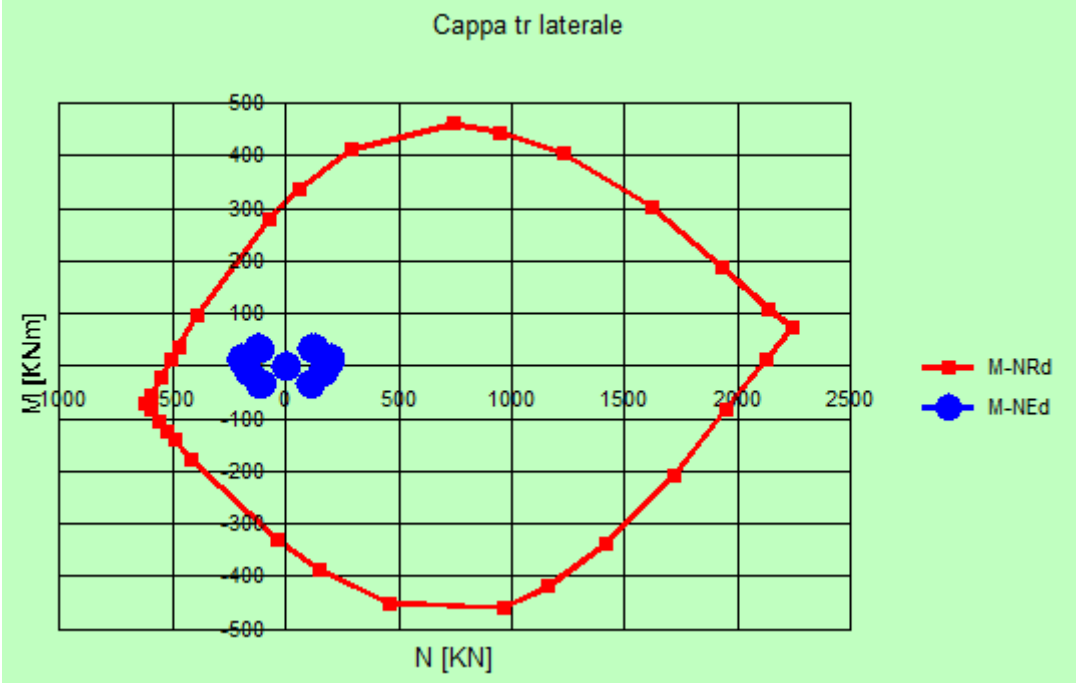


Fig. 4-10 : Strip over lateral beams: M-N interaction diagram

NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A05 – EXTERNAL STRUCTURES

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI/BH	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI/BH	MEG

Table of contents

1 INTRODUCTION 3
1.1 SCOPE OF DOCUMENT 3
1.2 REGULATORY REQUIREMENTS 3
2 EXTERNAL YARD EQUIPMENT PADS 4
2.1 GENERATORS 4
2.1.1 TOP SLAB 5
2.1.2 UNDERGROUND COMPARTMENT ELEMENT 9
2.2 POWER CENTER 11
2.3 ACU 13
2.4 RMU 14
2.5 TRAFO 16
2.6 EXTERNAL WATER TANK 18
3 ACOUSTIC FENCE 20
4 PRECAST STAIRS 23
4.1 SOUTH-EAST STAIRCASE 23
4.2 WEST STAIRCASE 31
4.3 VERIFICATION CHECKS 39

1 INTRODUCTION

1.1 SCOPE OF DOCUMENT

This annex provides verifications for external foundations related to the footings for external yard equipment. The verifications for the foundation piles are given in the geotechnical report.
At the end of this annex, also the verifications for the prefabricated roof access stairs of the DH and SB buildings are reported.

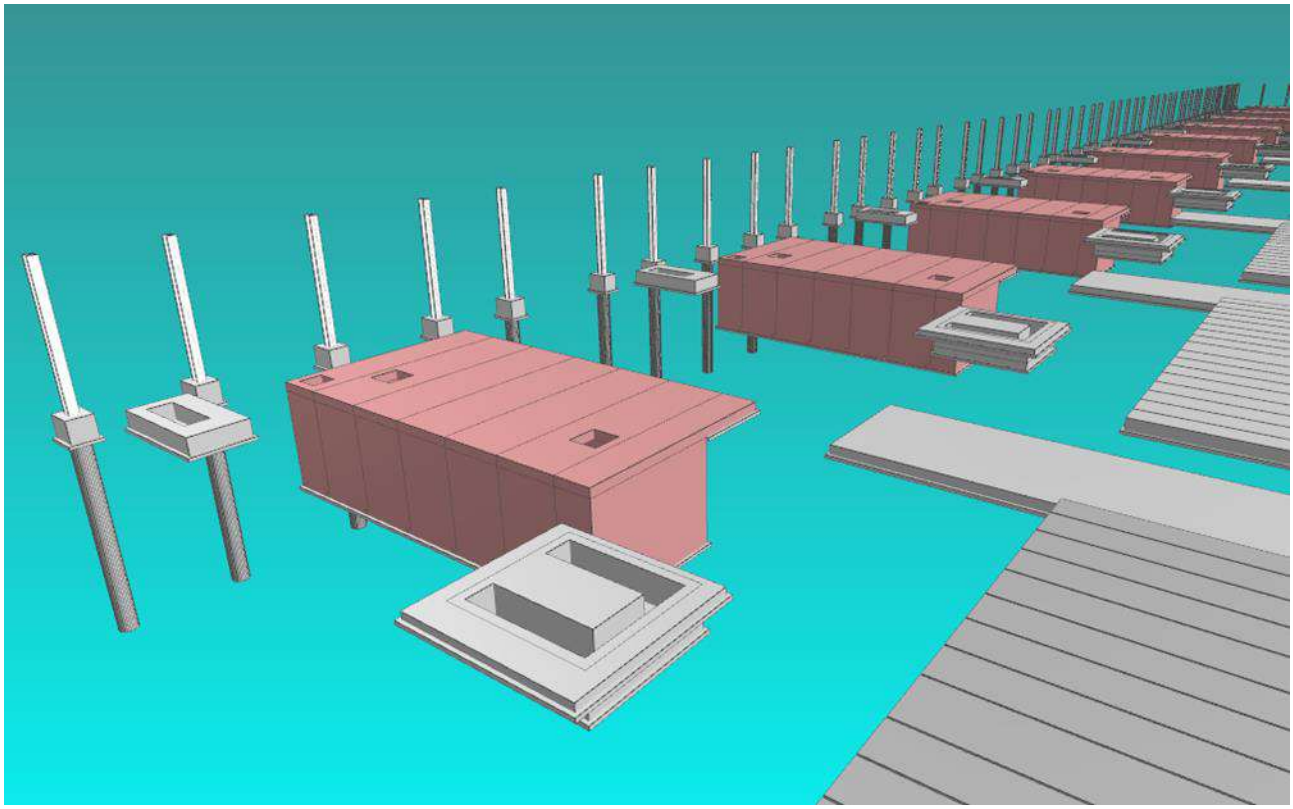


Fig. 1-1 : External yard equipment pads and acoustic barrier structure

1.2 REGULATORY REQUIREMENTS

According to Section 7.2.5 of the NTC, "reinforced concrete foundation rafts shall have longitudinal reinforcement, according to two orthogonal directions and for the entire extension, in a percentage of not less than 0.1 percent of the cross-sectional area of the raft, both inferiorly and superiorly."
This limit is always met as seen in the details of the verifications in the following paragraphs.

2 EXTERNAL YARD EQUIPMENT PADS

These are generally foundations consisting of solid concrete slabs cast in situ. The only exception applies to the structure supporting electric generators, which have a prefabricated, box-shaped, partially buried support structure that houses a tank inside. All foundations within the sound barrier are founded directly on topsoil.
Outside the barrier is a foundation for a large tank set on piles.
In general, for all the verifications related to the foundations, reference was made to the loads obtained from the data sheets of the available machinery, evaluating the most unfavorable lines of application of the loads based on the conformation of the machinery itself. During construction, it will be the responsibility of the Contractor to verify that the foundations are compatible with the machinery that will actually be installed, which may differ from those assumed in the design, depending on the supplier chosen.

2.1 GENERATORS

This is a precast compartment made of segments with a shape suitable for transportation without using exceptional means. Given the numerous repetitiveness of the manufactured item (about 20 elements), the prefabricated type was requested by the Client to speed up the construction phases.
An image of this element is shown.

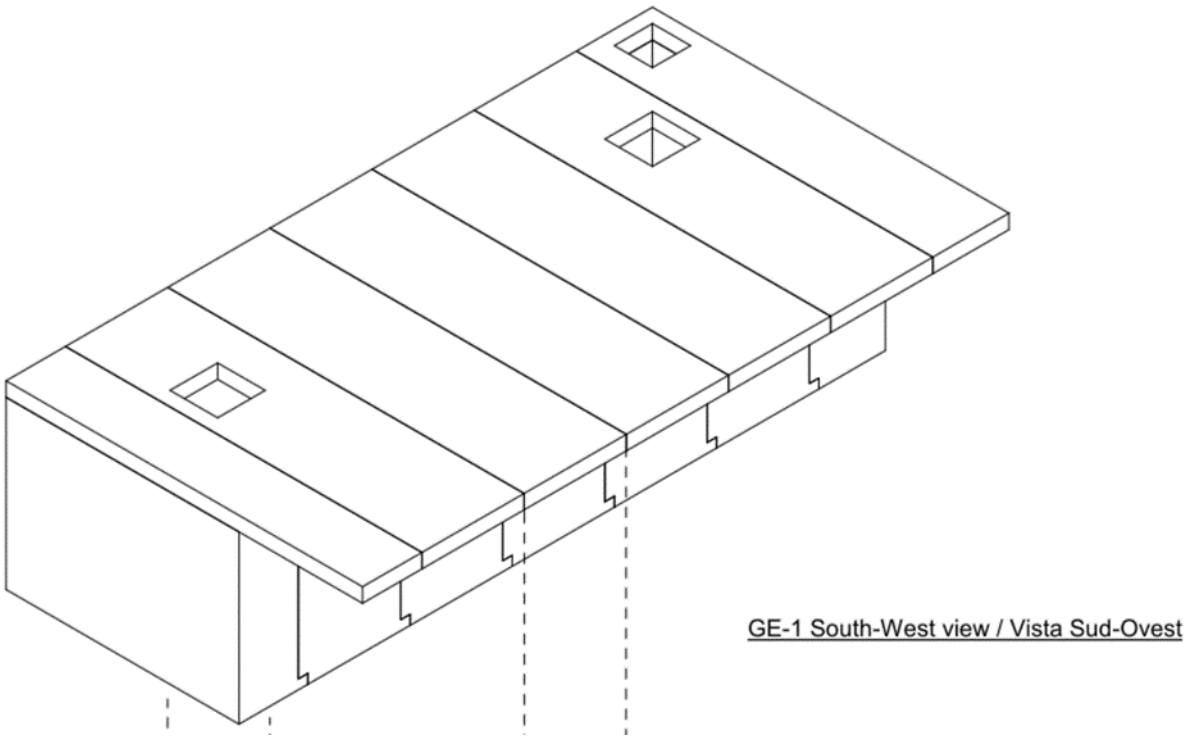


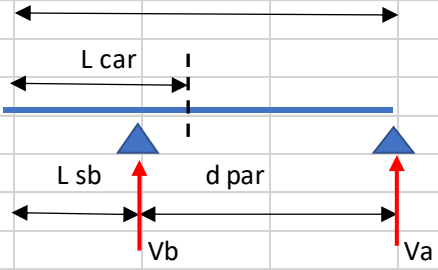
Fig. 2-1 : Underground precast compartment for GE

The entire compartment is composed of separate and subsequently solidified elements consisting of a strip of foundation slab with associated side walls. At the two heads, there are also closed elements on the short side to make up the compartment. The top slab extends as a cantilever from the outline of the underground compartment and it is also composed of concrete plate strips solidarized to the underground compartment.

2.1.1 TOP SLAB

The generator is positioned eccentrically to the basement box and bears entirely on the overhang of the slab and only partially on the inside.
The load is estimated to be 12 kN/sqm applied on the entire footprint of the generator.
Since the roof consists of a precast concrete slab solidified to the box by threaded bars, it is verified that the loading configuration does not result in excessive tension in these bars at the opposite end from the application of the load. The verification is done with the spreadsheet below.

Geometria								
L tot cop	7.10	m						
L sbalzo	2.50	m						
L carico	3.70	m						
sp soletta	0.30	m						
d pareti	4.60	m						
Azioni								
pp sol	7.50	kN/mlin	p tot sol	53.3	kN	d sol	3.55	m
p macchine	12.00	kN/mlin	p tot mac	44.4	kN	d mac	5.25	m
			P tot	97.7	kN			
Va k	5.9	kN	per metro di profondità					
Vb k	91.8	kN	per metro di profondità					
g perm	1.30							
Va SLU	7.6	kN	per metro di profondità					
Vb SLU	119.3	kN	per metro di profondità					



The above actions refer to a strip of unit width.
The end bearing reaction (Va) is positive and therefore the connection is compressed, thus not engaging the connection bars in tension.

A calculation model was developed for sectional verification of the slab, for a unit depth strip, as follows

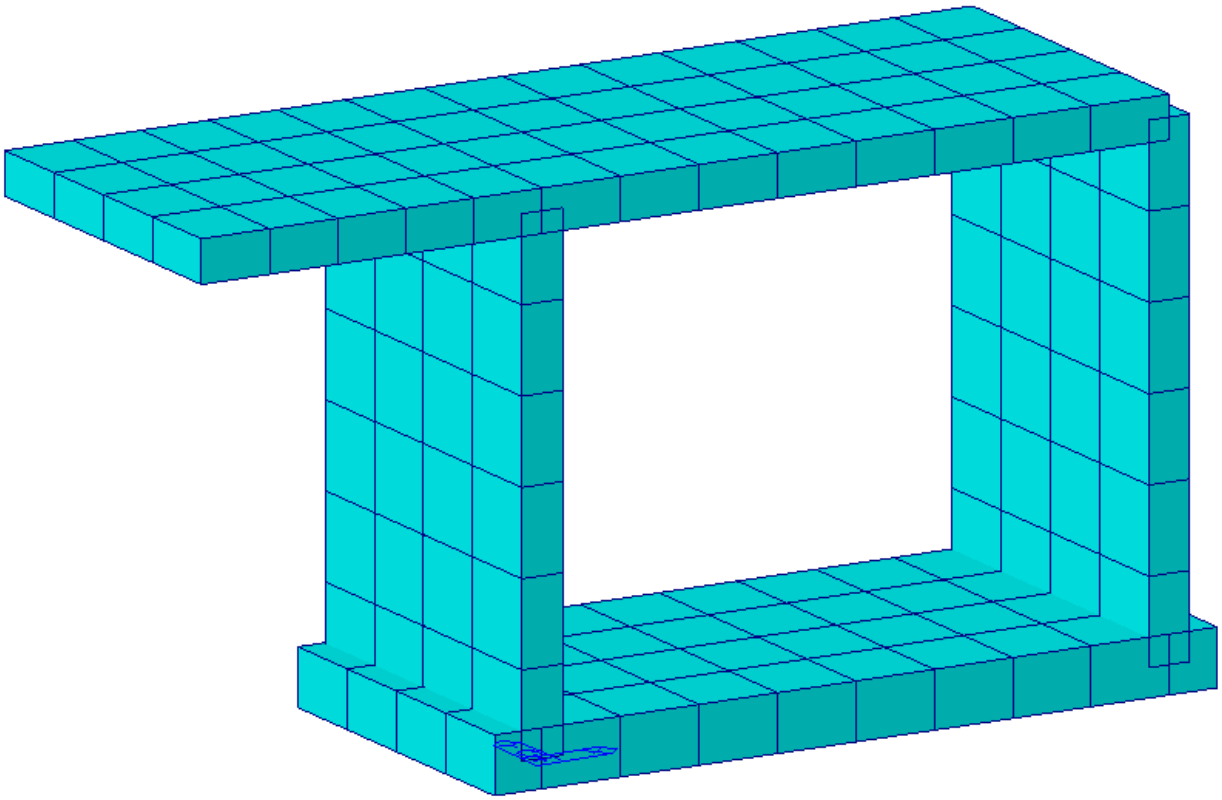


Fig. 2-2 : FEM model for a unit width strip

The bending actions in the roof slab are given below for the SLU condition

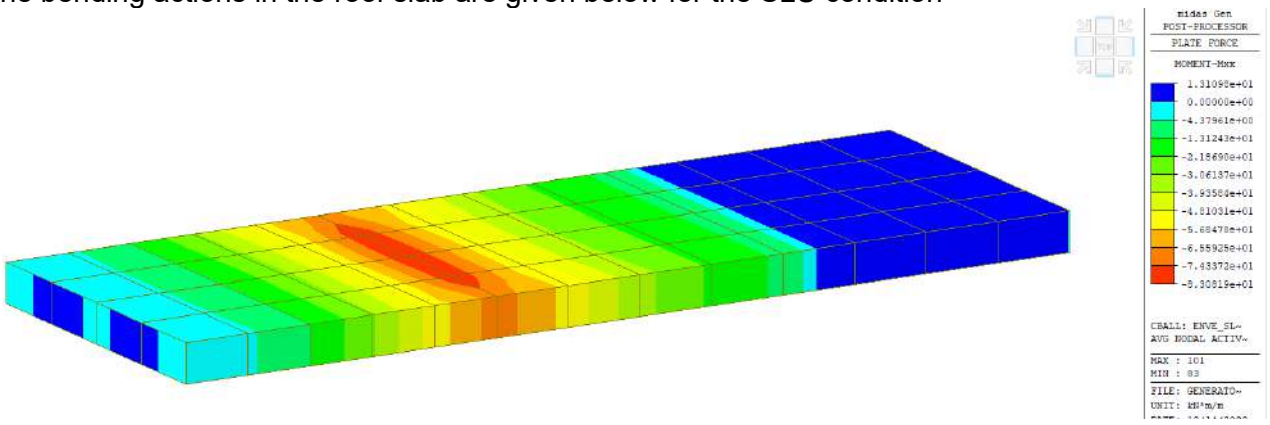


Fig. 2-3 : M SLU [kNm/m]

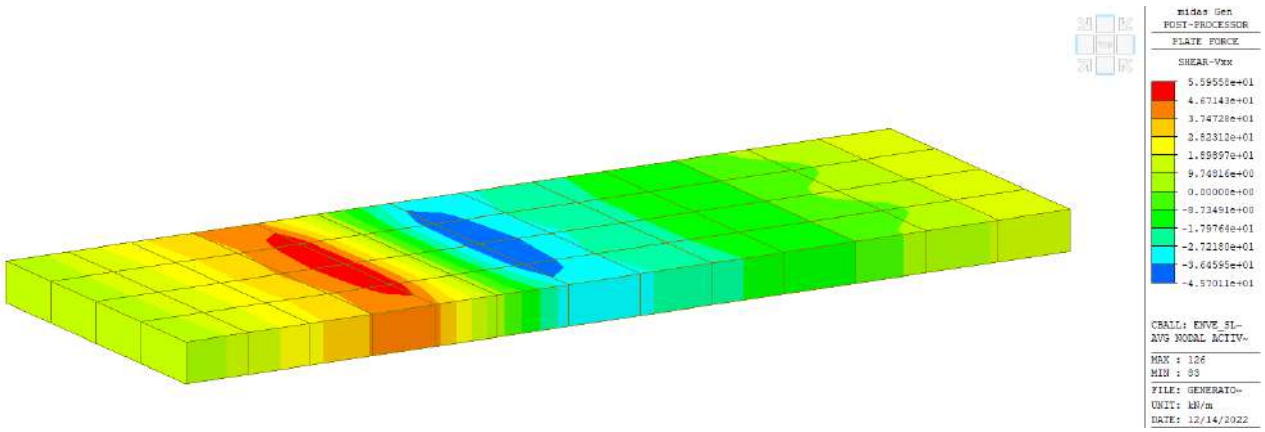


Fig. 2-4 : V SLU [kN/m]

The reinforcement consists of a lower and upper mesh Ø16/15 in the long direction of the segment and Ø12/15 in the orthogonal direction. The bending and shear verifications are given below.

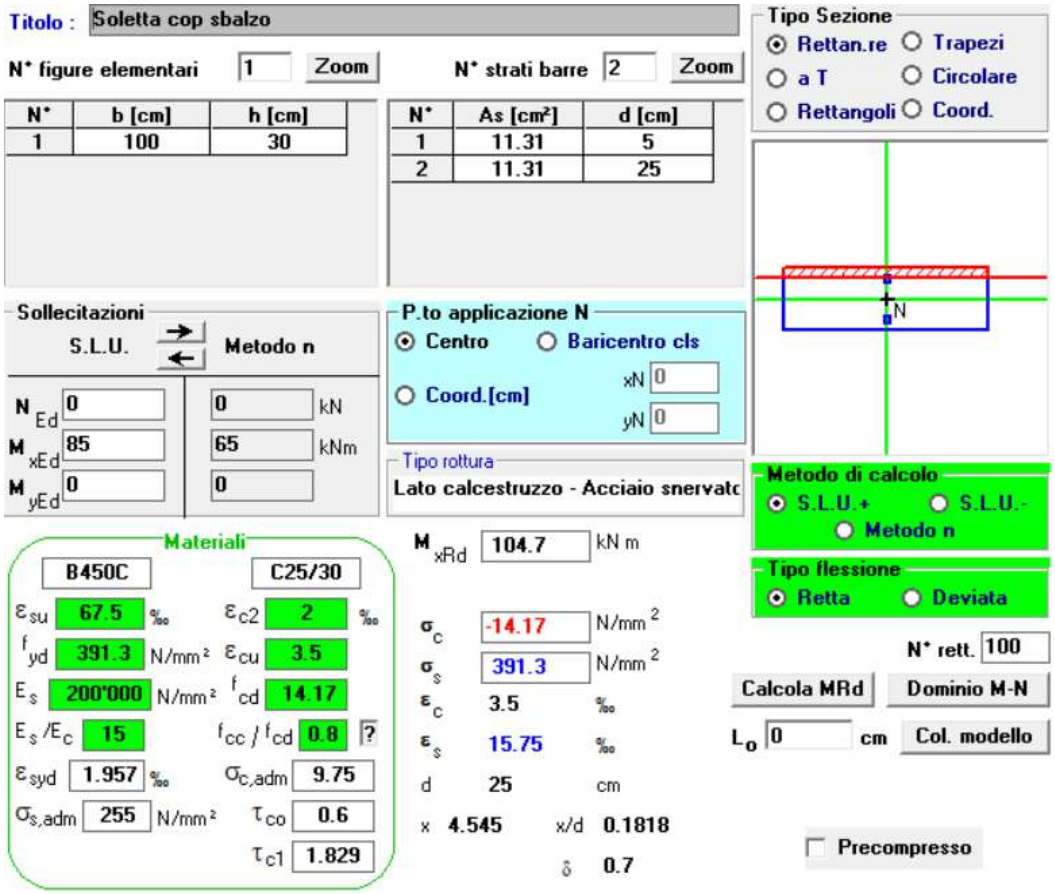


Fig. 2-5 : Bending verification for the slab

It is obtained Mrd = 105 kNm/m > 85 kNm/m = Msd

Calcestruzzo						
Rck	3.70	kN/cm^2				
fck	3.00	kN/cm^2				
αcc	0.85		riduzione per carichi di lunga durata			
γc	1.50		coeff. Sicurezza materiale			
fcd	1.70	kN/cm^2	resistenza di calcolo			
ν1	0.50					
f 'cd	0.85	kN/cm^2	resistenza di calcolo per verifiche a taglio			
Acciaio						
fyk	45.00	kN/cm^2				
γc	1.15		coeff. Sicurezza materiale			
fyd	39.13	kN/cm^2				
Sezione						
H tot	30.0	cm	altezza totale			
c	6.0	cm	copriferro			
bw	100.0	cm	larghezza minima anima			
d	24.0	cm	h utile			
σ cp	0.00	kN/cm^2	sforzo assiale di compressione se presente			
α cw	1.000		coeff per sezioni compresse			
k	1.913					
As long	12.0	cm^2				
ρ1	0.005					
v min	0.507					
v rd	0.567					
V rd	136.1	kN	Taglio resistente senza armatura			
Azioni						
Vsd SLU	**55.0**	**kN**				
ARMATURA NON NECESSARIA						

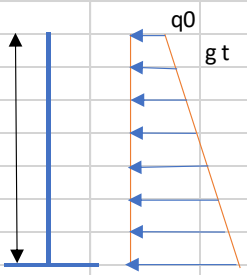
2.1.2 UNDERGROUND COMPARTMENT ELEMENT

The box has a bottom elevation slightly below the water table elevation.
In the initial stage during the execution of the excavation, punctual dewatering is provided by means of "well points" connected to pumps to locally lower the water table and allow it to be laid in dry conditions.
In the final stage, the weight of the inner tank and the generator, in addition to the weight of the structure itself stabilize the box and prevent it from buoyancy.
The possible transitional situation, where only the foundation segments and walls are laid without the top slab is verified.
Buoyancy verification of the water table is given below. For the sake of safety, only the weight of the bottom slab and not the side walls was considered; however, the verification is positive.

Materiali						
γ cls	25.0	kN/mc				
γ terreno	19.0	kN/mc				
γ jet	19.0	kN/mc				
γ w	10.0	kN/mc				
Geometrie s.l.m.						
Q fs	96.95	m	Quota fondo scavo			
Q falda	97.70	m	Quota falda di cantiere = falda attuale			
sp fondaz.	0.4	m				
Azioni						
H w	0.75	m	Battente alla base della fondazione			
F sott	7.50	kN	Sottospinta totale			
Fs stab	0.90					
Fs uplift	1.10					
F rd - f	9.0	kN/mq		peso sola fondazione		
				senza magrone né pareti		
F sd	8.25	kN/mq	OK			
fs	1.09					

Regarding the walls, the previous model considers the steady state situation with the top slab constraining the side walls at the top.
However, the most onerous situation is the transitional phase in which backfill is carried out without having placed the top slab. The walls are then stressed in a cantilevered scheme fixed at the footing of the foundation slab. This verification is reported

Geometria							
H tot	3.30	m					
sp pareti	0.30	m		H tot			
Azioni							
q0	10.00	kN/mq					
g t	20.00	kN/mc					
ka	0.35						
N pp	24.8	kN					
Sp (q0)	33.0	kN	d(q0)	1.7	m		
Sp (ka)	38.1	kN	d(ka)	1.1	m		
Sp tot	71.1	kN					
M tot base	96.4	kNm					
g perm	1.30						
Sp SLU	92.4	kN					
Mb SLU	125.3	kN					
Valutazione deformate							
E	3.00E+07	kN/mq					
J	0.00225	m4					
pt (gt x h x ka)	23.1	kN/m					
f (q0)	0.22	cm					
f (ka)	0.14	cm					
f tot	0.35	cm					



We obtain for the SLU condition a shear at the base equal to approx. 93 kN/m and a moment equal to approx.126 kNm/m, for each strip of unit length.
The shear verification is automatically satisfied by what was previously shown for the slab verifications, where the strength of a 30cm high section even without reinforcement is 136 kN/m, which is higher than the stressing shear.
The flexural verification is shown below.
The reinforcement at the embedment consists of Ø20/15 that decreases going up to Ø16/15. Refer to the reinforcement drawings for all details.

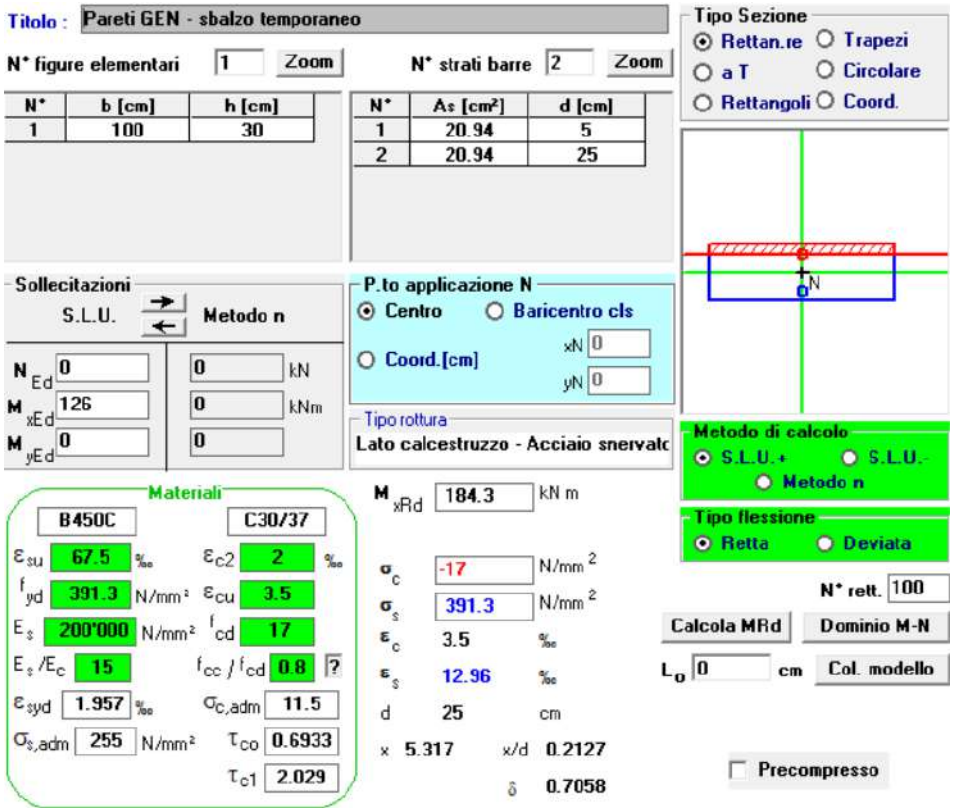


Fig. 2-6 : Bending verification for the walls

It is obtained Mrd = 184 kNm/m > 126 kNm/m = Msd

2.2 POWER CENTER

It is a rectangular slab footing resting directly on the fill. The subgrade constant is taken from what is given in the geotechnical report.
The load obtained from the machinery data sheet is 30 kN per linear meter of footing development. With the purpose to evaluate the most onerous situation, two alternatives of distribution of this load on the basement were considered, respecting the total value declared by the data sheet.

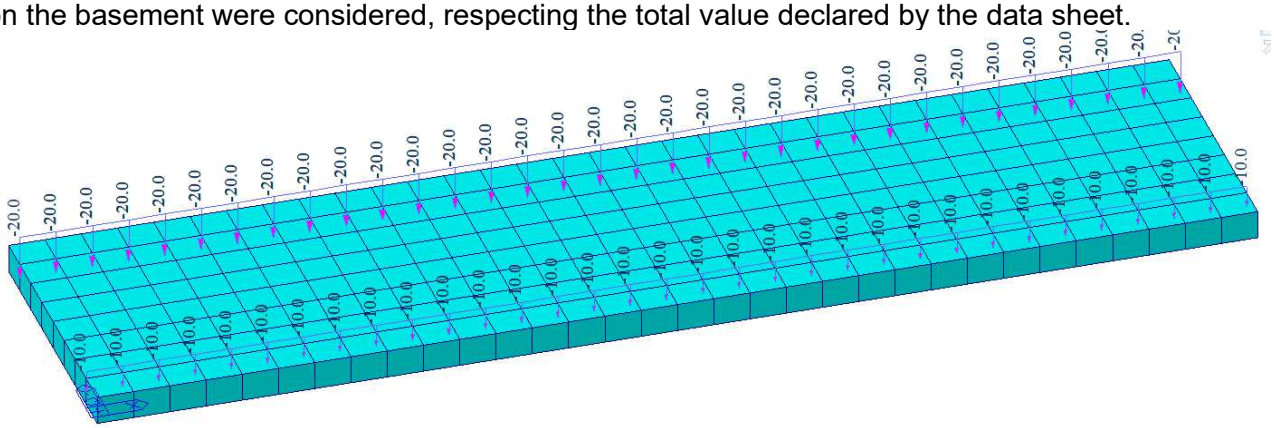


Fig. 2-7 : Loading condition 1

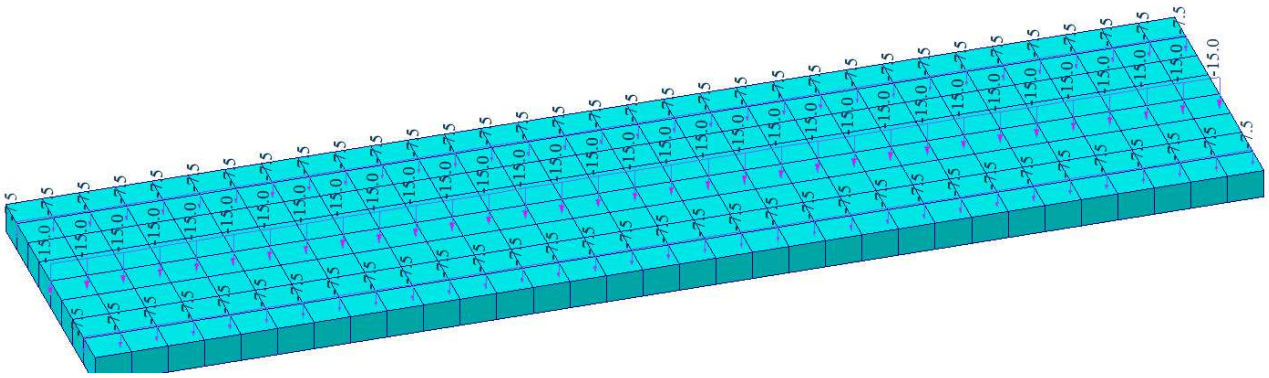


Fig. 2-8 : Loading condition 2

Maximum bending moment values in SLU conditions remain between +/- 10 kNm, a modest value for the basement that has a thickness dictated by plant requirements.

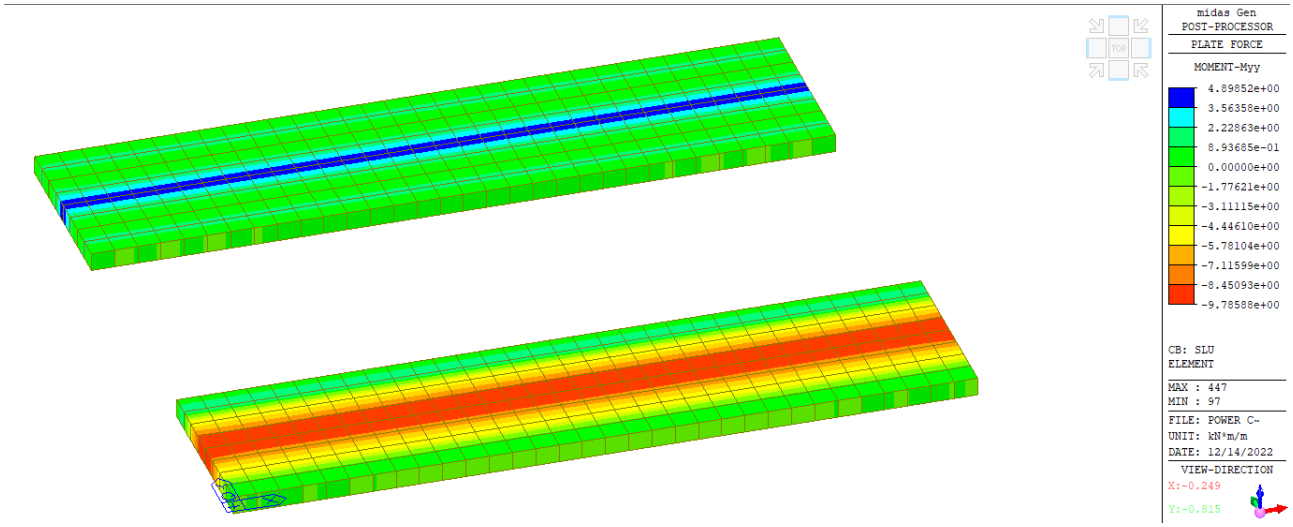


Fig. 2-9 : M SLU [kNm]

A lower and upper mesh is provided in the two directions consisting of Ø12/15.

The inserted reinforcement meets the normative limits as given above, in fact:

As = 6.6 Ø 12 = 6.6 x 1.13 =7.53 cmq > 4.0 cmq = 0.001 x 100 x 40 = 0.1% Ac

The flexural verification is largely satisfied.

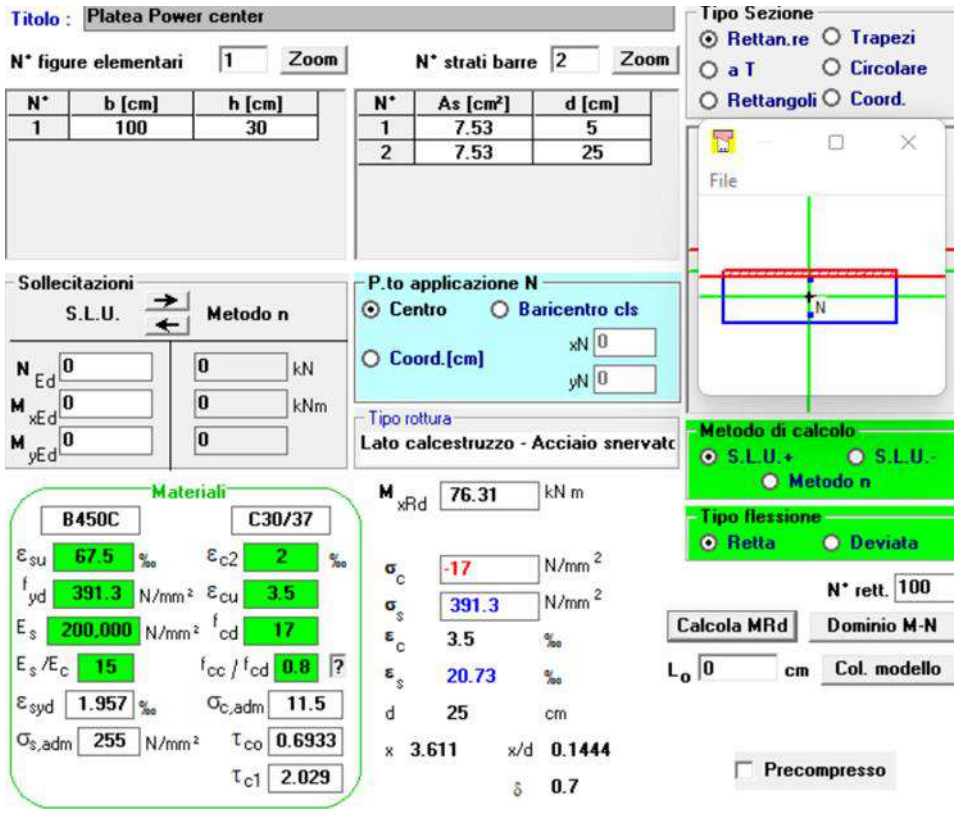


Fig. 2-10 : Flexural verification of the pad

It is obtained Mrd = 105 kNm/m > 10 kNm/m = Msd

2.3 ACU

It is a rectangular slab footing resting directly on the fill. The subgrade constant is taken from what is given in the geotechnical report.
The load obtained from the machinery data sheet is 42.5 kN per linear meter of footing development. The load pattern is shown below

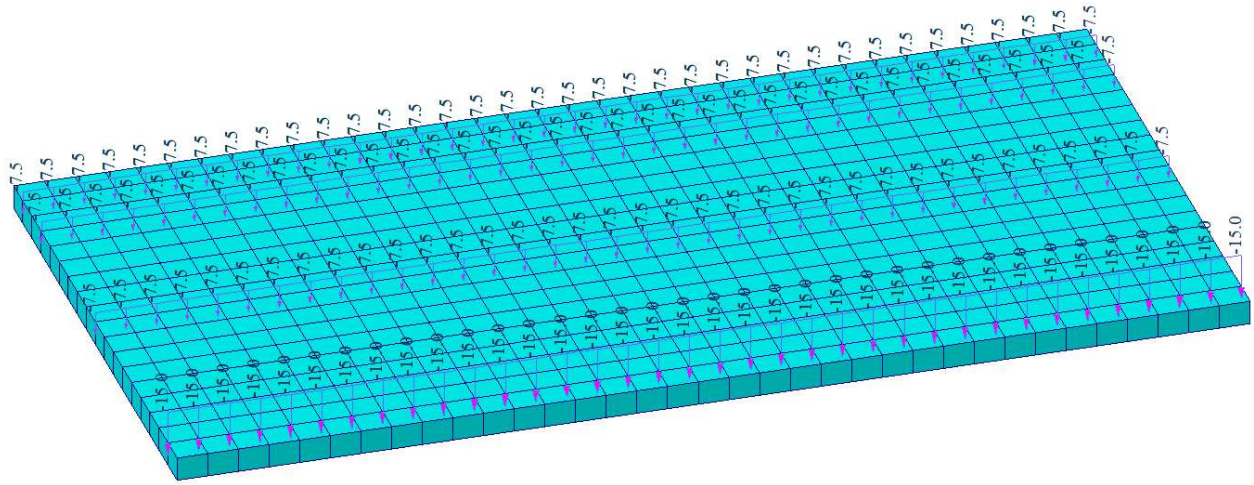


Fig. 2-11 : Loading condition

Again, the maximum bending moment values in SLU conditions remain very modest for the basement, which has a thickness dictated by plant requirements, less than 20 kNm/m.

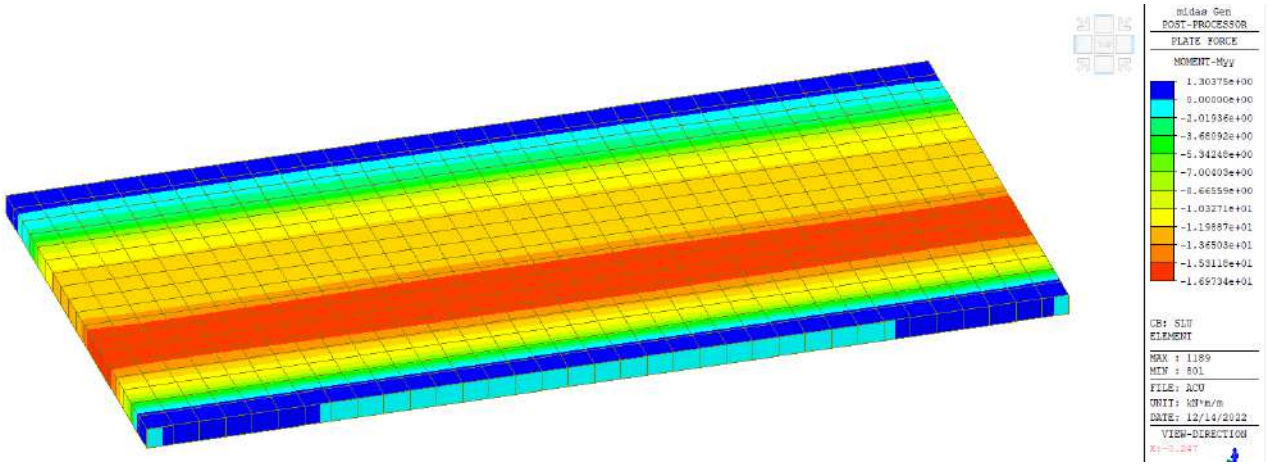


Fig. 2-12 : M SLU [kNm]

The dimensions and reinforcements are the same as those already shown for the power center, so the verifications are automatically met.

2.4 RMU

It is a rectangular slab footing resting directly on the fill. The subgrade constant is taken from what is given in the geotechnical report.
The load obtained from the machinery data sheet is 32 kN per linear meter of footing development.
The load pattern is shown below

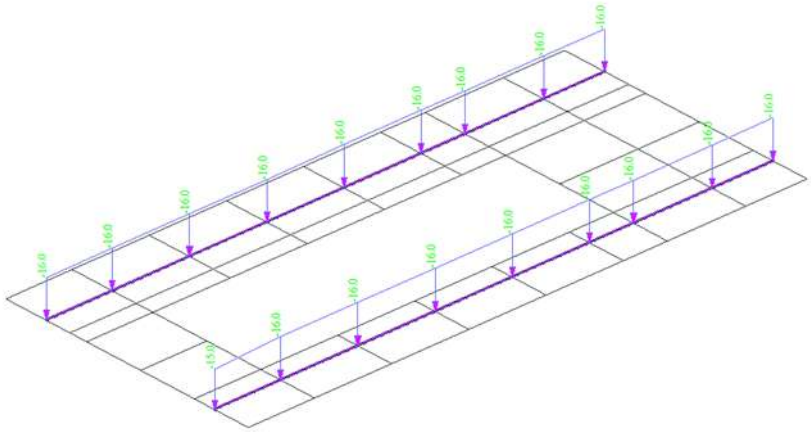


Fig. 2-13 : Loading condition

Again, the maximum values of the bending moment under SLU conditions remain very modest for the footing, which has a thickness of 60cm, less than 14 kNm/m.

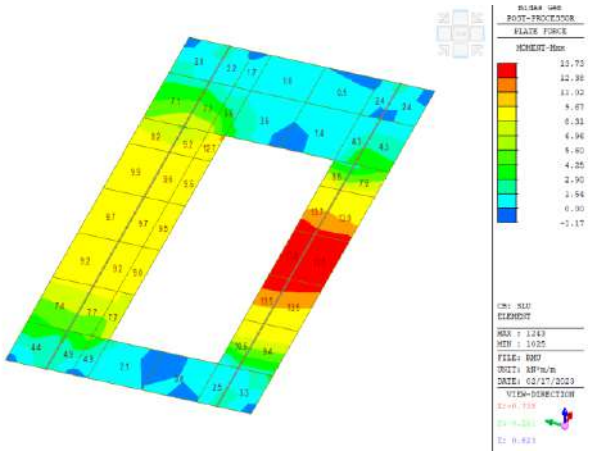


Fig. 2-14 : Mx SLU [kNm]

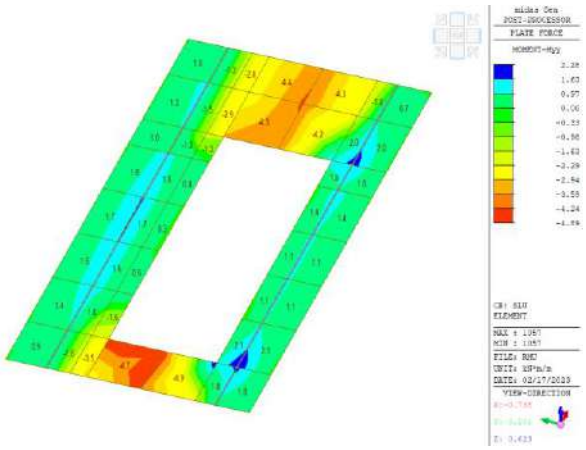


Fig. 2-15 : My SLU [kNm]

A Ø12/15 top and bottom reinforcement mesh is maintained in both plan directions.
The checks for minimum reinforcement are automatically satisfied since the footing has a lower thickness than the previous ones. The bending verifications are given below.

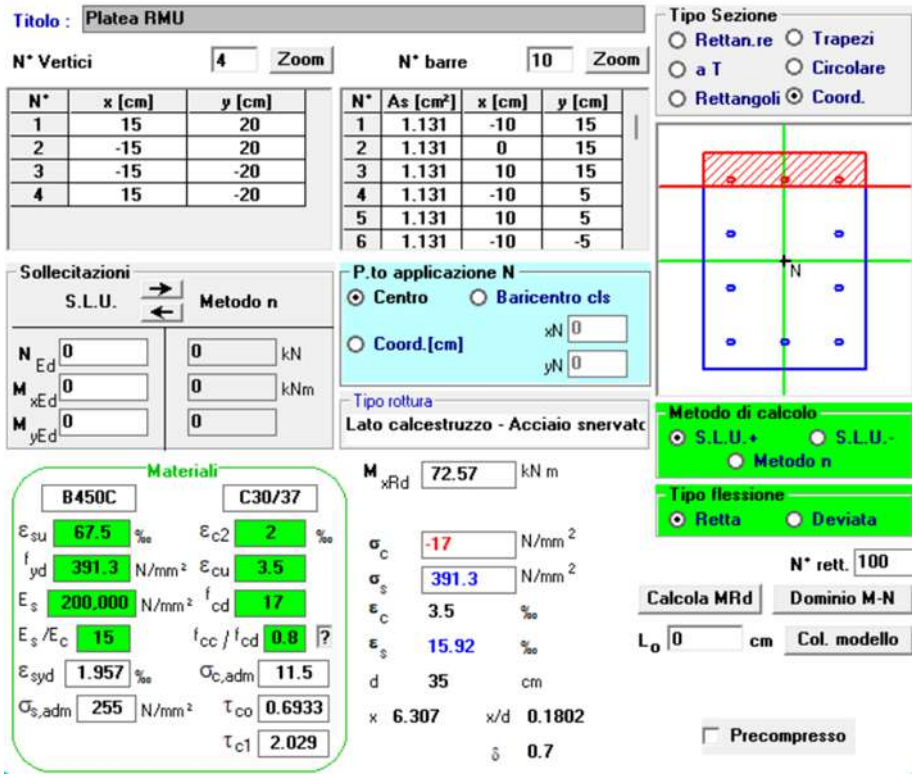


Fig. 2-16 : Flexural verification of the pad

2.5 TRAFO

The transformer basement has a special shape dictated by plant requirements and the presence of the fence. It consists of a 30cm-thick bottom slab on which a tank is set to collect any liquid spilled from the transformer with comb-like development.
The load-bearing part of the basement is the bottom slab, and the walls constituting the tank are considered as an additional weight in addition to the load transmitted by the machine.

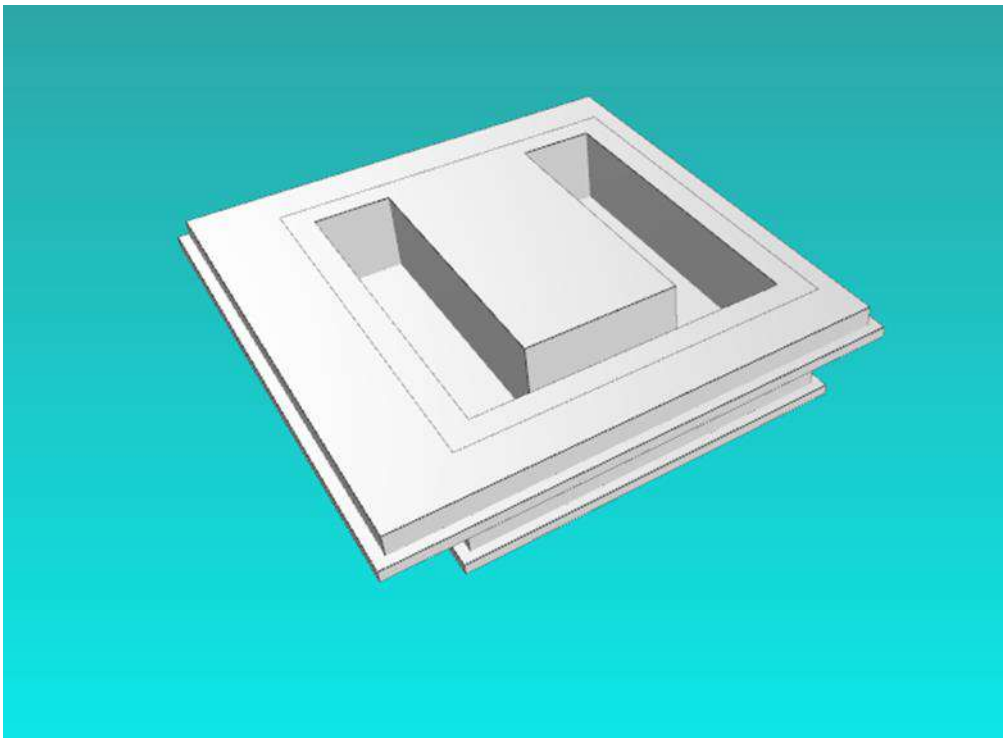


Fig. 2-17 : Transformer plinth

The loading conditions are as follows

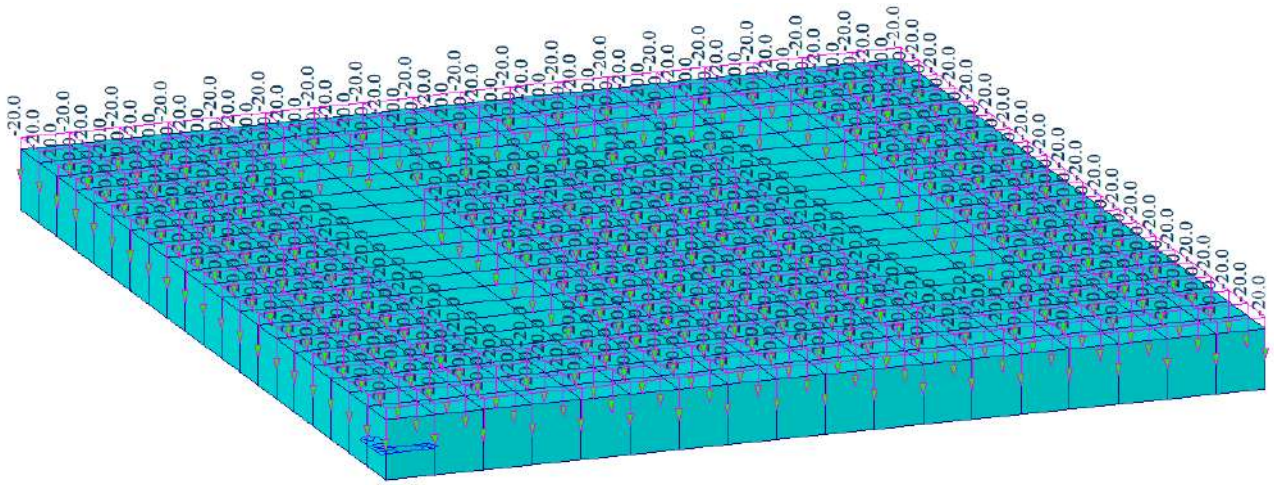


Fig. 2-18 : Permanent load condition

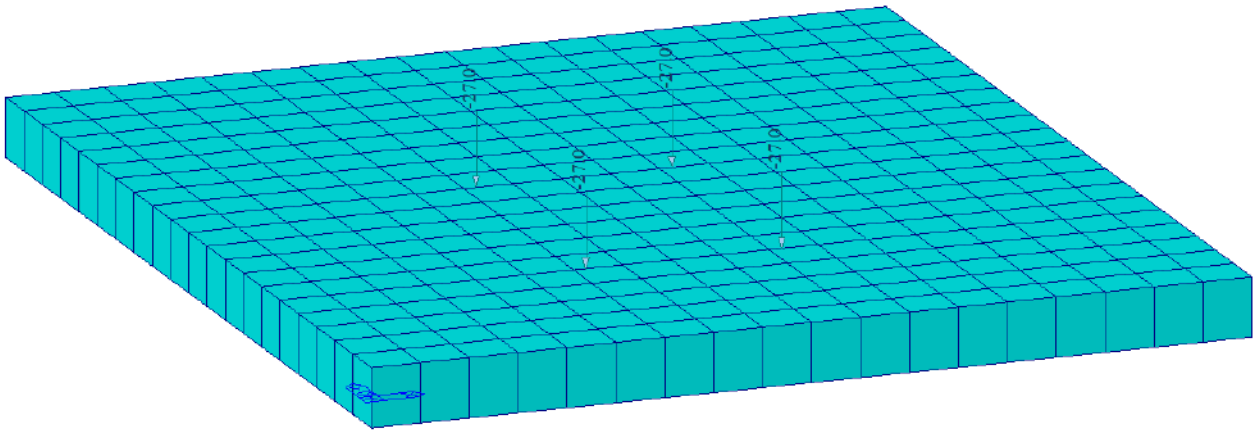


Fig. 2-19 : Load condition for transformer weight

Again, the maximum values of the bending moment under SLU conditions remain very modest for the footing, which has a thickness of 30cm, less than 10 kNm/m.

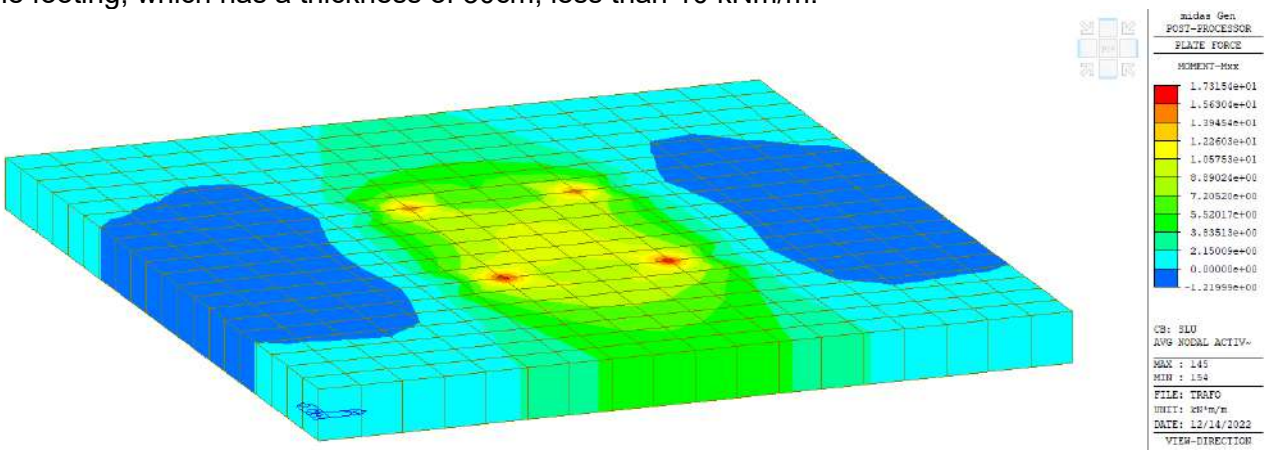


Fig. 2-20 : M SLU [kNm]

A Ø12/15 top and bottom reinforcement mesh is maintained in both plan directions.
The verifications are automatically satisfied based on what was shown for the previous footings

2.6 EXTERNAL WATER TANK

This is a raft foundation leaning on piles outside the sound barrier with a thickness of 1.0 m.

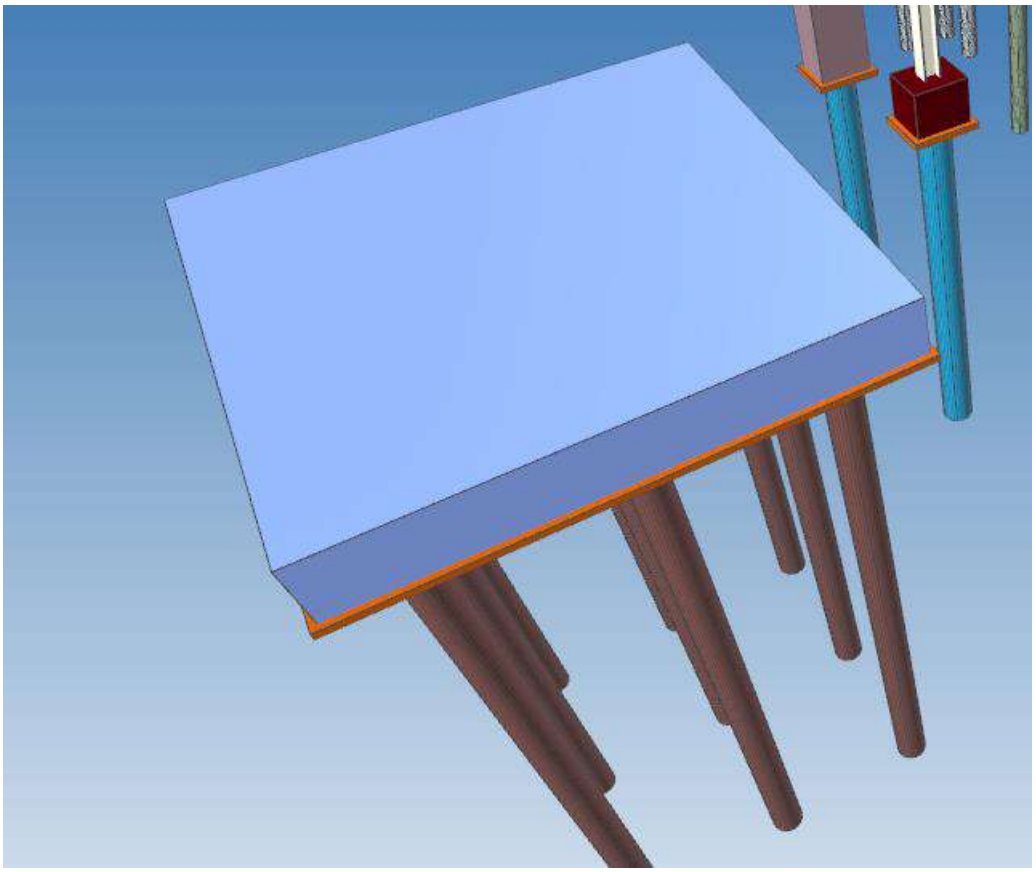
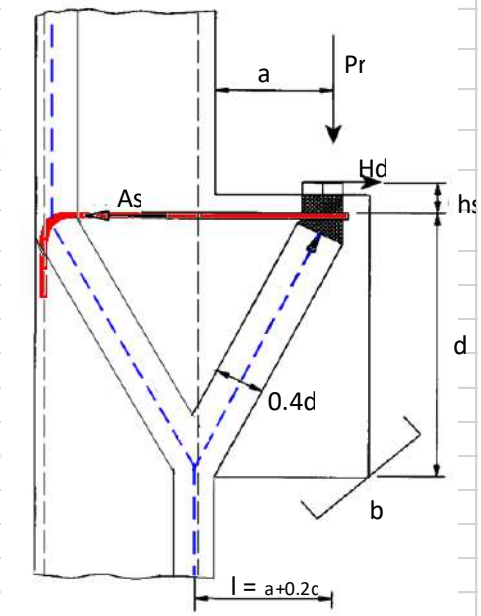


Fig. 2-21 : Water tank foundation

The bearing capacity verifications of the piles from both geotechnical and structural points of view are given in the geotechnical report to which reference is made for these aspects.
In the following, the reinforcement of the plinth is verified using a truss mechanism with tie rod and a compressed strut. The angle of inclination of the strut is close to 45°.
The maximum load carrying capacity of the pile derived from the geotechnical report that equals to Nrd = 1050 kN is considered for the reinforcement verification.
This action is applied to a corbel constrained to the building column. The reinforcement, as shown on the reinforcement drawings consists of Ø20/15 in the two orthogonal directions.
The positive verification is shown in the following

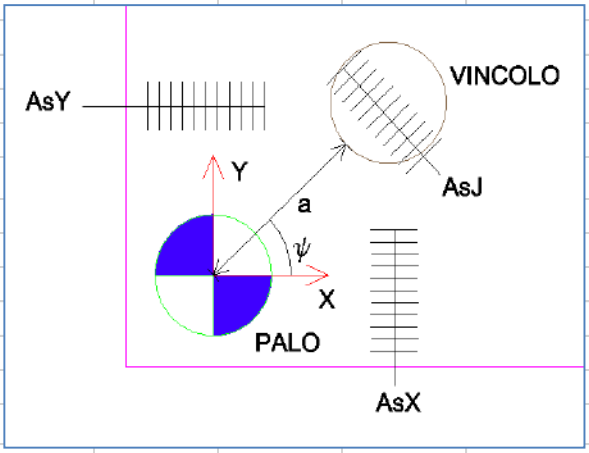
Materiali			
R_{ck}=	3.70	kN/cm^2	resistenza caratt. cubica del cls
γ_c=	1.50		
f_{cd}=	1.74	kN/cm^2	resistenza di progetto del cls
f_{yk}=	45.00	kN/cm^2	tensione di snervamento dell'accia
γ_s=	1.15		
f_{yd}=	39.13	kN/cm^2	tensione di progetto dell'acciaio
Azioni (SLU)			
Pr =	1050.00	kN	forza verticale
Hd=	0.00	kN	forza orizzonatale
Geometria			
a=	75.00	cm	
b=	100.00	cm	
d=	90.00	cm	
hs=	10.00	cm	
l =	93.00	cm	
c =	1.00		1.00 Normalmente; 1.50 Se prevista staffatura
λ =	1.15		



$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed}\right)\frac{1}{\lambda}$$

$$P_{Rc} = 0,4bdf_{cd}\frac{c}{1+\lambda^2} \geq P_{Rs}$$

AsJ min =	30.81	cm^2	→	6 ø 26
Prs min =	1050	kN		
Prc =	2702	kN	>Prs	OK
Prs =	1362	kN		



Armature			
ψ	45.0	°	
	Dir X	Dir Y	Dir J
n	9	9	0
Ø [mm]	20	20	26
As [cmq]	28.26	28.26	0.00
As dir J [cmq]	19.98	19.98	0.00
As J TOT	39.97	cm^2	OK

3 ACOUSTIC FENCE

It is the acoustic fence that encloses the external yard equipment.
The structure consists of metal columns set on isolated plinths supported by laterally loaded piles.

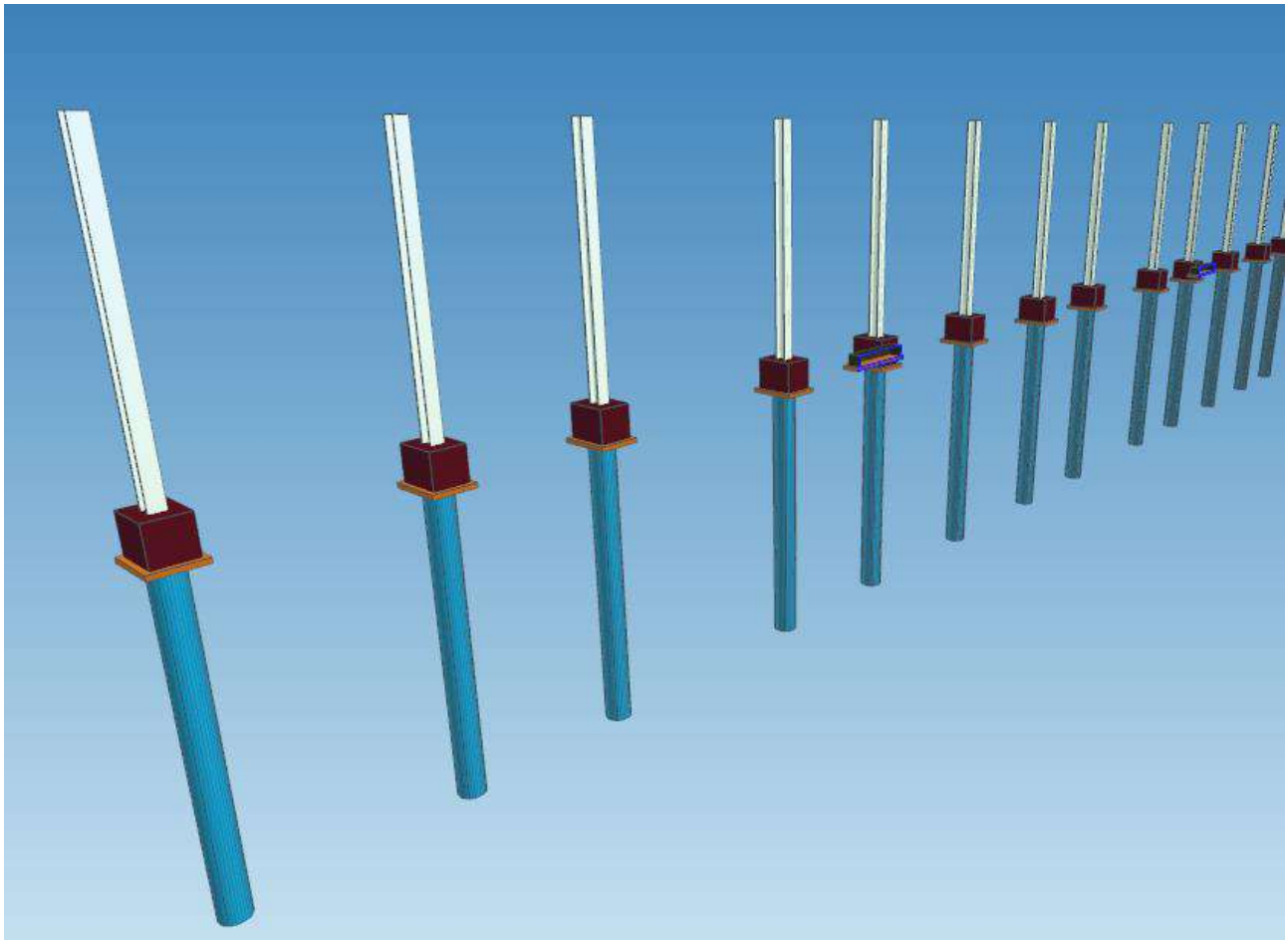


Fig. 3-1 : Acoustic barrier

The bearing capacity verifications of the piles from both geotechnical and structural points of view are given in the geotechnical report to which reference is made for these aspects.

The pile cap acts as a rigid connection element between the pile and the column set on the same axis.

The steel post subjected to bending by wind action and the anchorage detail at the base are checked.

According to the Instructions CNR_DT207 for the definition of wind loads, in the case of extended barriers the dynamic coefficient must be increased from what is normally provided and is set equal to 1.70.

This results in a wind pressure considered constant over the height of the barrier and equal to

Pw = 1.25 kN/sq m.

The maximum calculation spacing is equal to 5.0m, where the columns have a higher span due to the presence of the gates, the immediately adjacent columns have a smaller spacing, in such a way as to maintain an almost constant area of influence on all columns.
The verification of the S275 type metal profile is given below

Geometria						
h bar	6.00	m				
int	5.00	m				
Carichi e azioni				***Materiali***		
q vento	1.25	kN/mq		E	2.100E+08	kN/mq
coeff slu	1.50			fsk	27.50	kN/cmq
M slu	168.75	kNm		g	1.15	
V slu	56.25	kN		fsd	23.91	kN/cmq
Sezione e verifiche						
HEA 300						
J max	18260	cm4				
W el	1260	cm3				
f SLE	2.64	cm				
σ SLU	13.39	kN/cmq	OK			

The base node consists of a plate anchored with 6 M24 threaded rods, as shown in the figure below

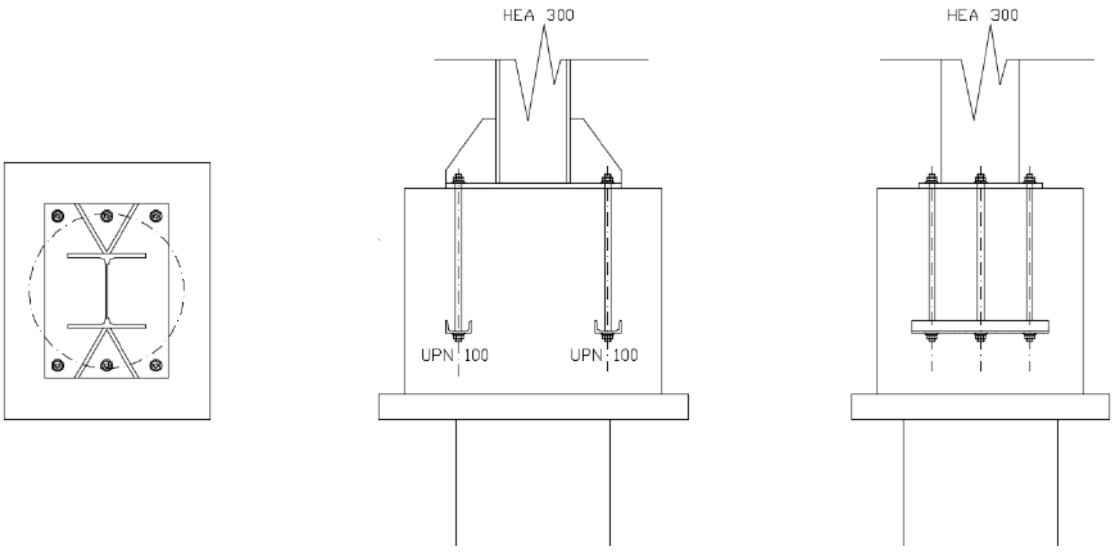


Fig. 3-2 : Typical base connection

The base connection is verified using a program from an anchor vendor.

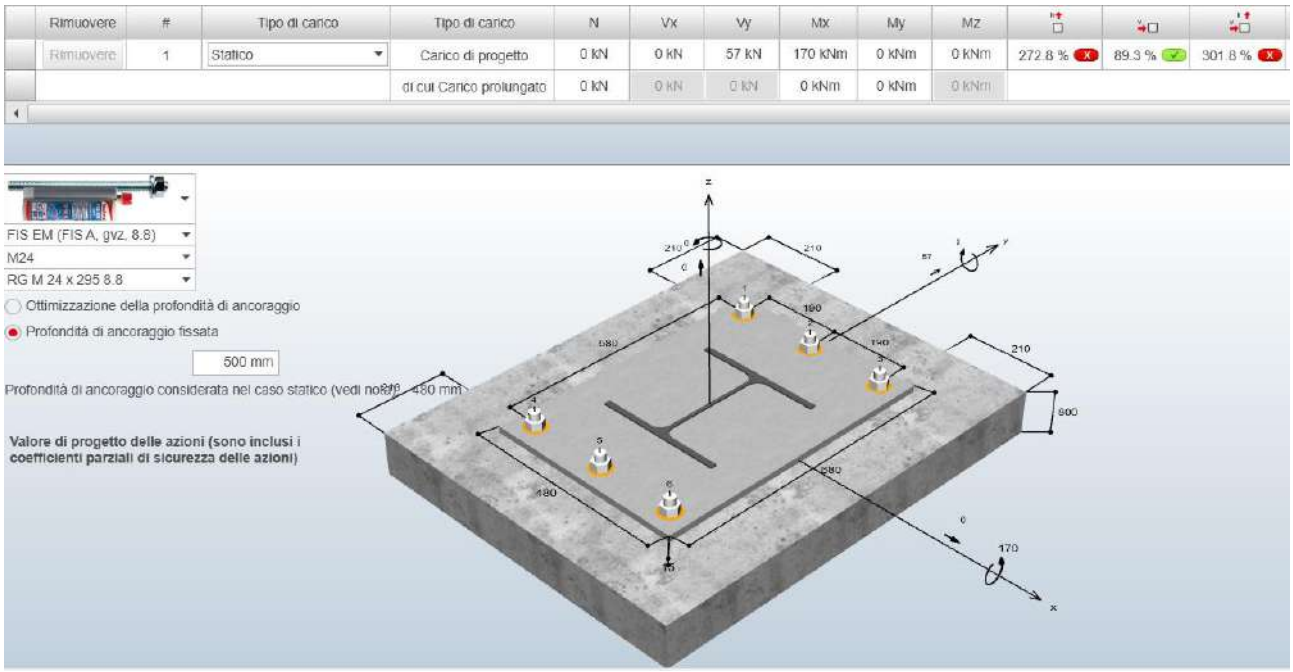


Fig. 3-3 : Verification of the base connection

As it can be seen, the shear verifications are satisfied while the dowel pull-out verification is not satisfied.
Therefore, a UPN 100 is inserted connecting the bars in each row, as shown in the previous pictures. These chunks are further anchored by means of reinforcing bars inserted in pre-drilled holes. This provides a secure anchorage of the bars to prevent the dowels from slipping out, making the base detail integral with the pile reinforcement.
Refer to the reinforcement drawings for all details.

4 PRECAST STAIRS

Two different external staircases are foreseen within the project. One is located in the south-east side of the construction site for accessing of the roof of the support building and the other one is located in the west side of the construction site for accessing the roof of the data halls.

As per the general principle of the client, also these staircases are of prefabricated type having the main load bearing system as columns of cantilevered type. A single precast element for each stair ramp is provided. The loading from these ramps is transferred to the columns by the means of precast beams directly or with the help of the corbels, based on the position on elevation of the beam themselves.

The analysis of the structure by the finite element approach is made by modelling each element as a beam element. Boundary conditions for the beams and ramps are assumed to be a perfect hinge, whereas columns, due to the fact that they are the main lateral resisting system, at the base they have a fixed connection.

4.1 SOUTH-EAST STAIRCASE

A 3d view and FEM model of the South East staircase structure is presented in the figures Fig. 4-1 and Fig. 4-2 , respectively.

Fig. 4-1 South-East staircase 3D View

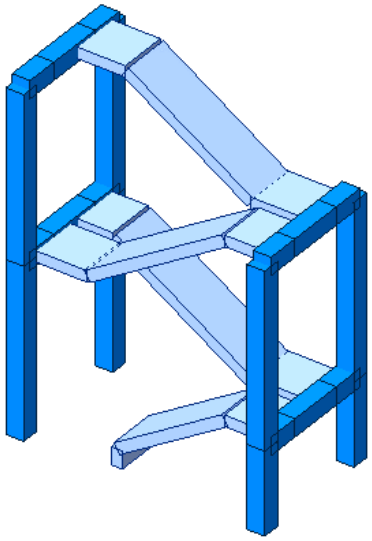


Fig. 4-2 South-East staircase – FEM model

The results from the structural analysis carried out are presented in the following pages.

Bending and shear forces for the ramps:

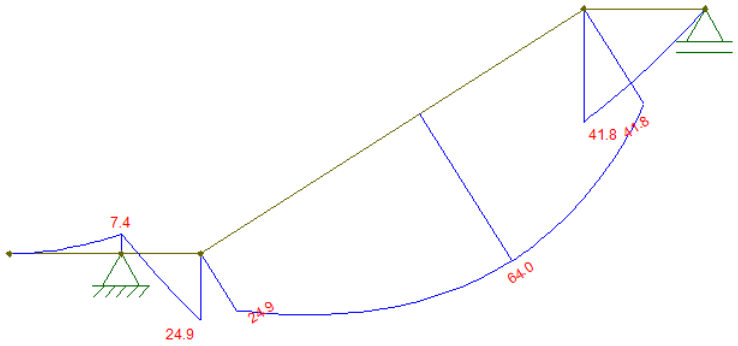


Fig. 4-3 Bending moment Mz ULS [kNm]

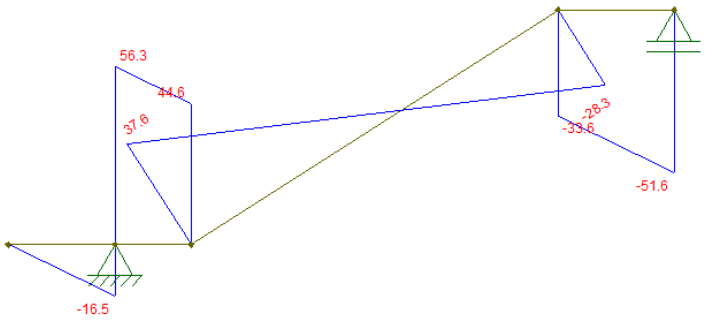


Fig. 4-4 Shear force Vy ULS [kN]

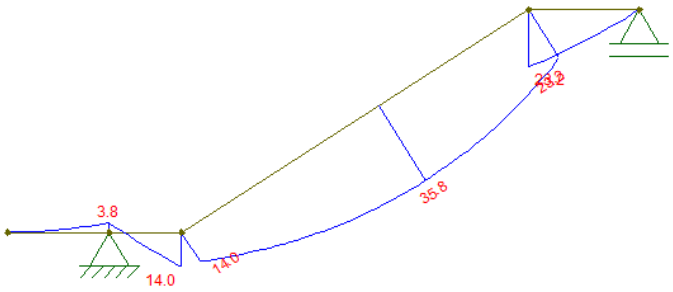


Fig. 4-5 Bending moment Mz SLQP [kNm]

Bending and shear forces for the main beams:

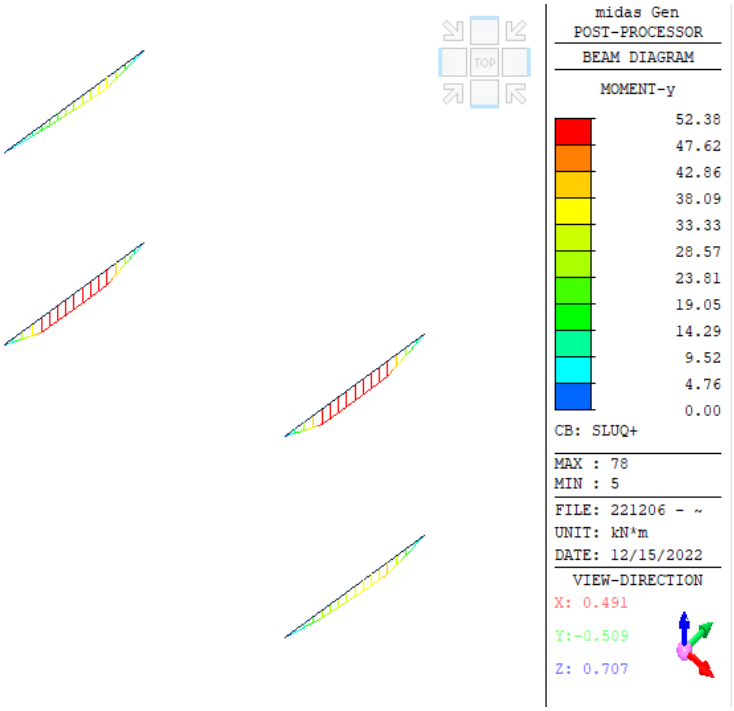


Fig. 4-6 Bending moment My ULS [kNm]

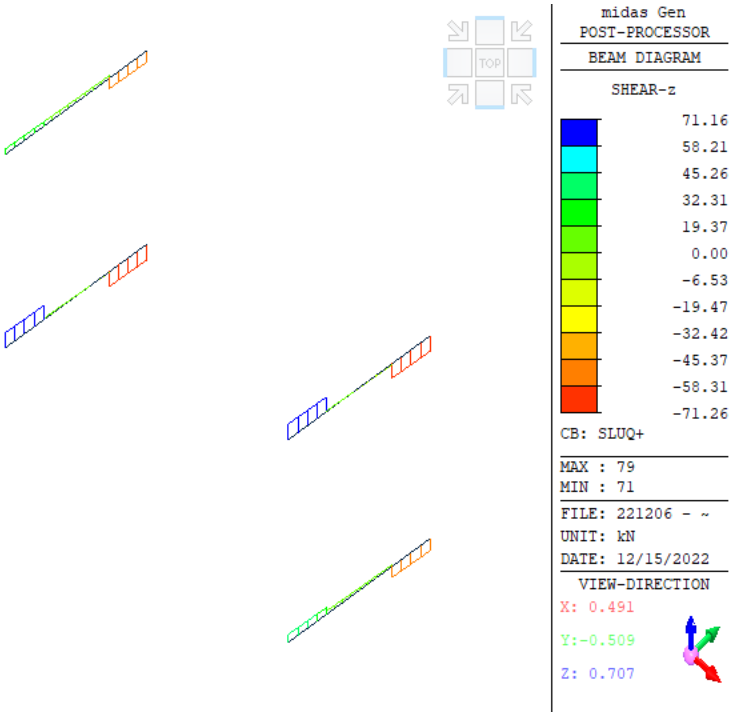


Fig. 4-7 Shear force Vz ULS [kN]

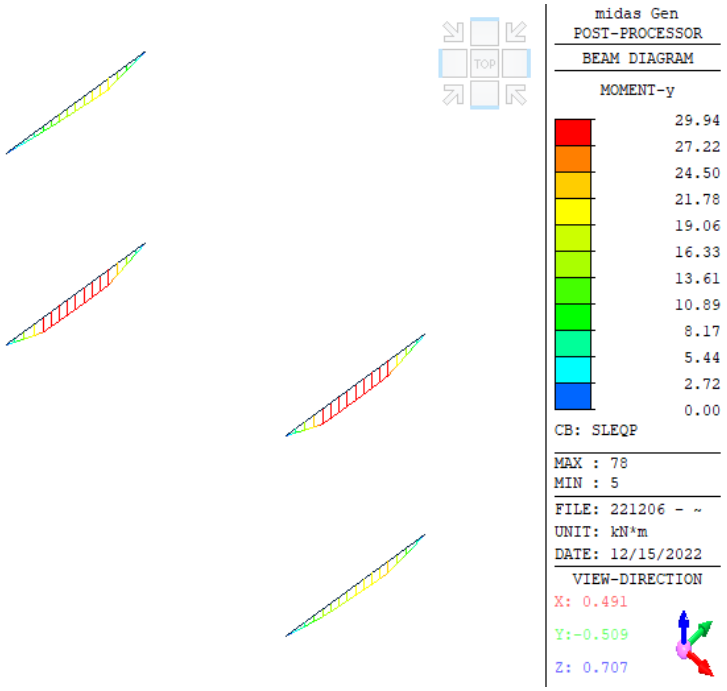


Fig. 4-8 Bending moment My SLQP [kNm]

Bending and shear forces for the main columns:

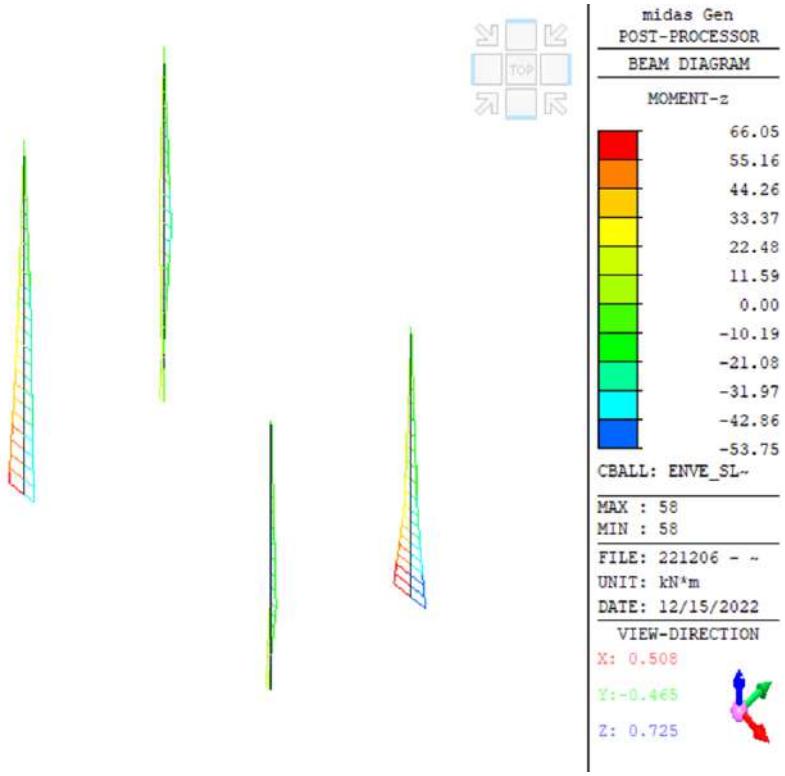


Fig. 4-9 Bending moment Mz Envelope SLV [kNm]

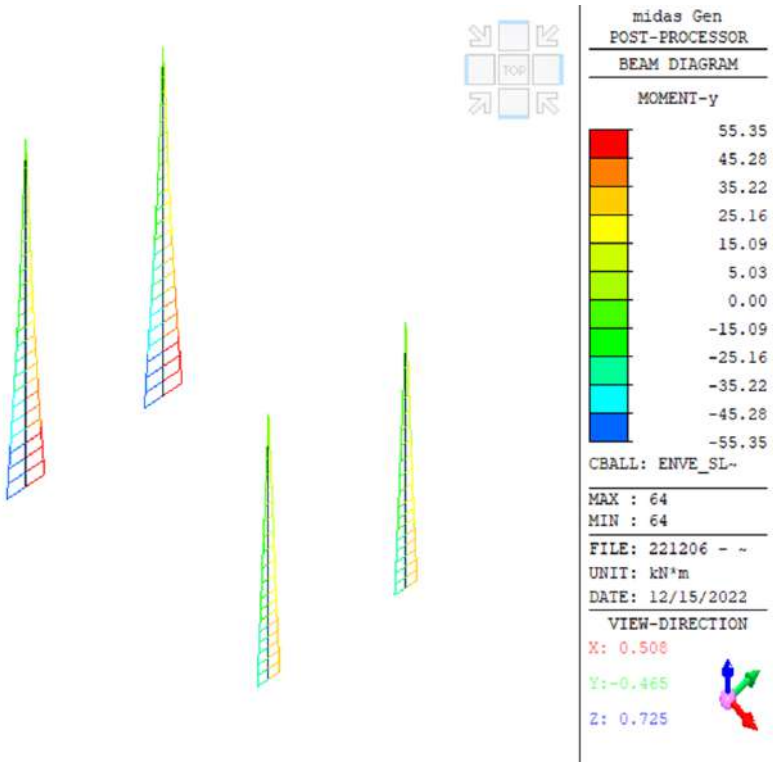


Fig. 4-10 Axial Force N Envelope SLV [kN]

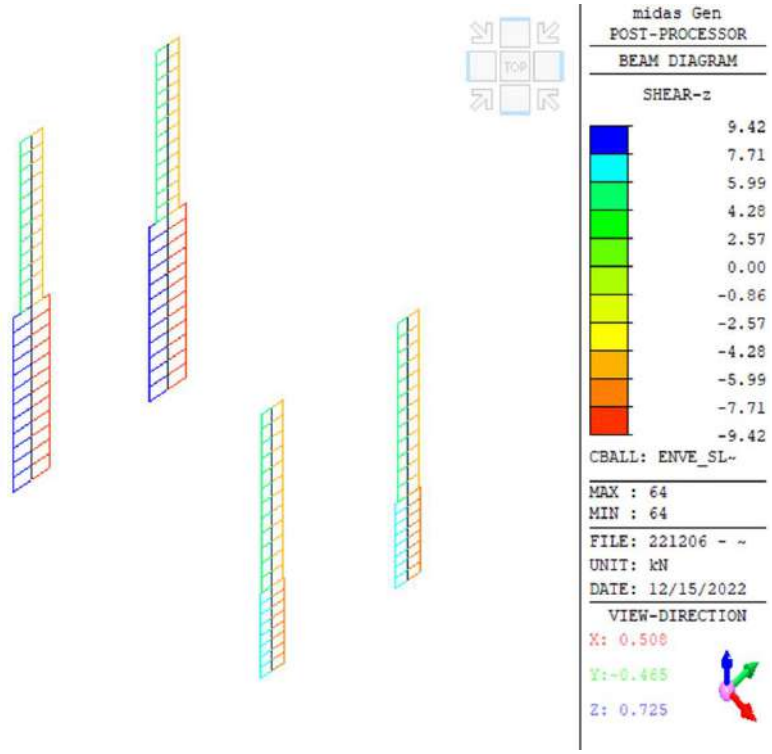


Fig. 4-11 Shear force Vz Envelope SLV [kN]

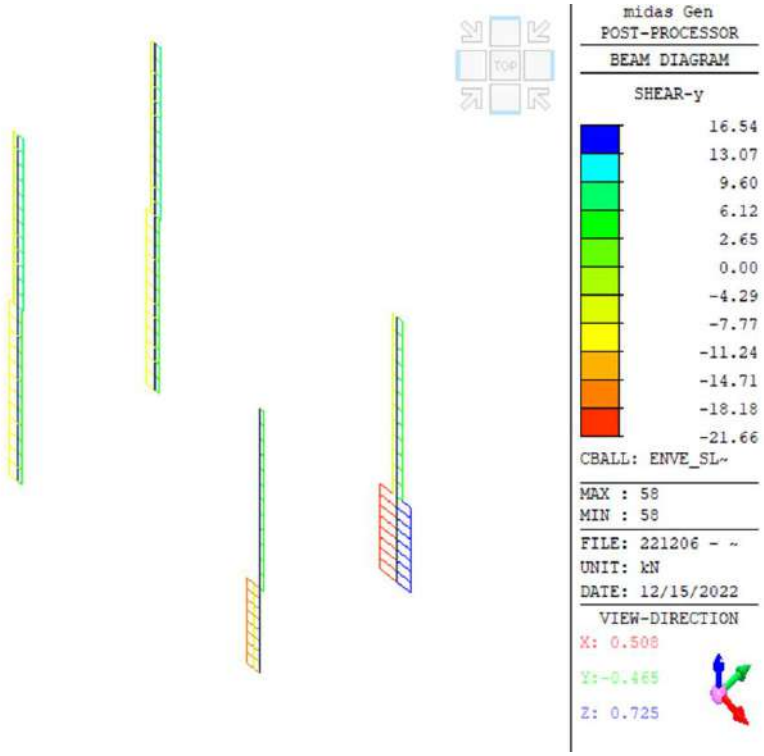


Fig. 4-12 Shear force Vy Envelope SLV [kN]

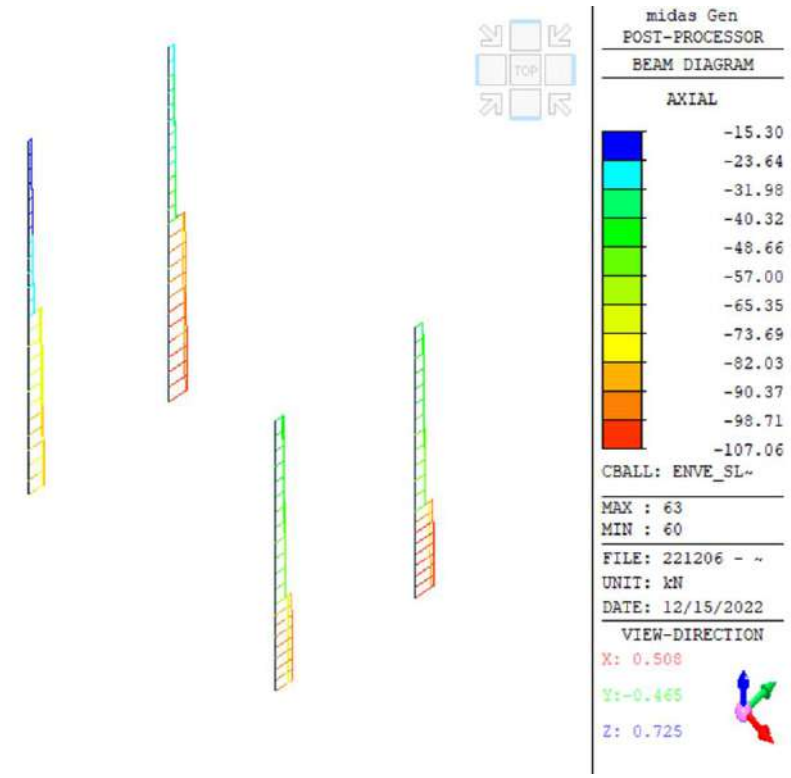


Fig. 4-13 Axial force N Envelope SLV [kN]

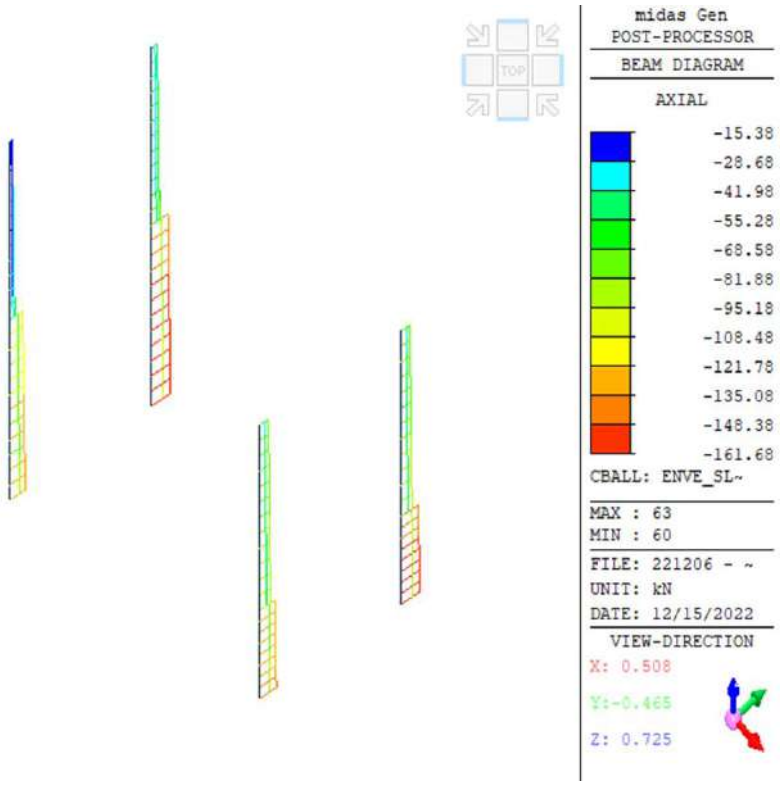


Fig. 4-14 Axial Force N Envelope ULS [kN]

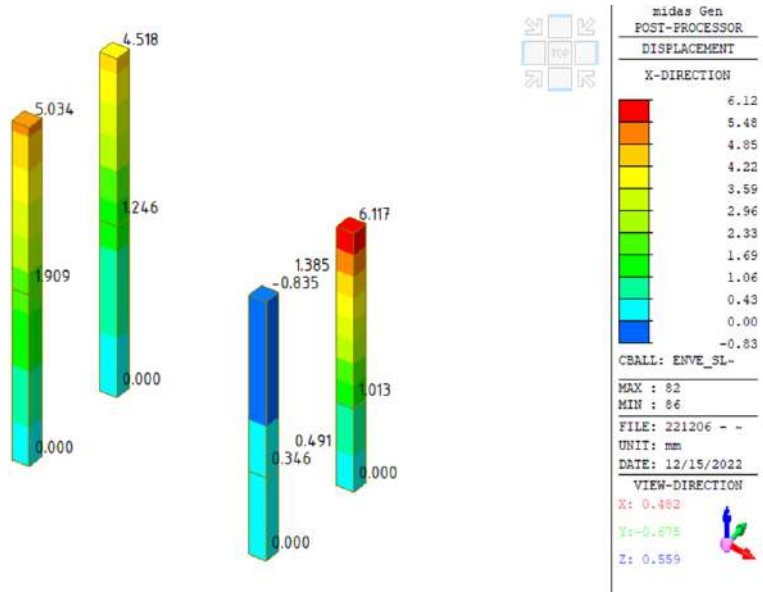


Fig. 4-15 Displacement dx – Combination OLS (SLO in Italian)

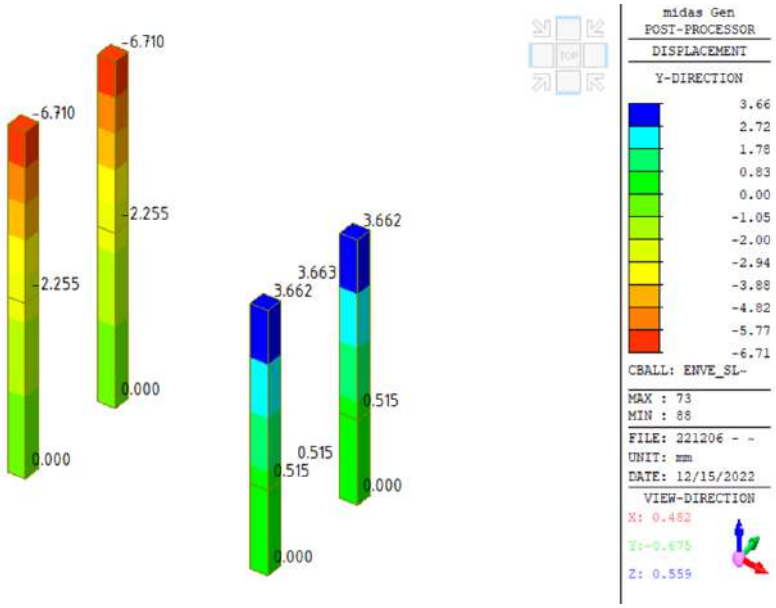


Fig. 4-16 Displacement dy – Combination OLS (SLO in Italian)

	Altezza Colonna Column height [m]	Spostamento X Displacement X [mm]	Spostamento Y Displacement Y [mm]	Limite h/400 Limit h/400	Verifica Verification
1	7.60	4.50	6.70	19	Si/Yes
3	5.80	6.20	3.60	14.5	Si/Yes

Storey displacement verifications result satisfied.

4.2 WEST STAIRCASE

The 3D view and FEM model of the west staircase structure are presented in the figures below.

Fig. 4-17 West staircase 3D View

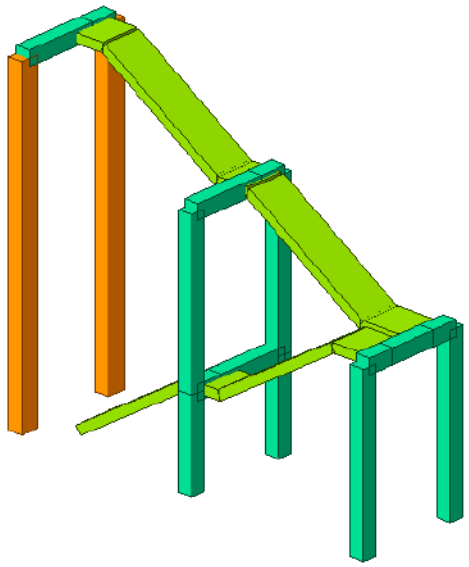


Fig. 4-18 West staircase – FEM model

The results from the structural analysis carried out are presented in the following pages.

Bending and shear forces for the ramps:

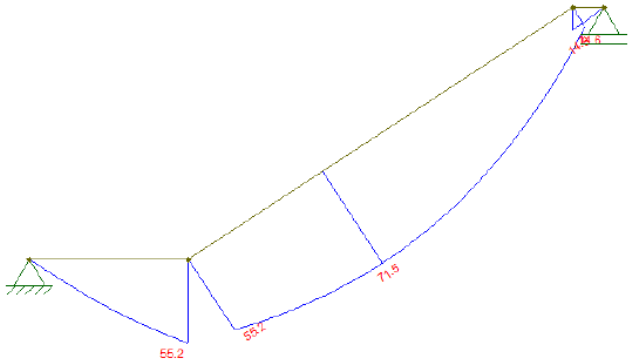


Fig. 4-19 Bending moment Mz ULS [kNm]

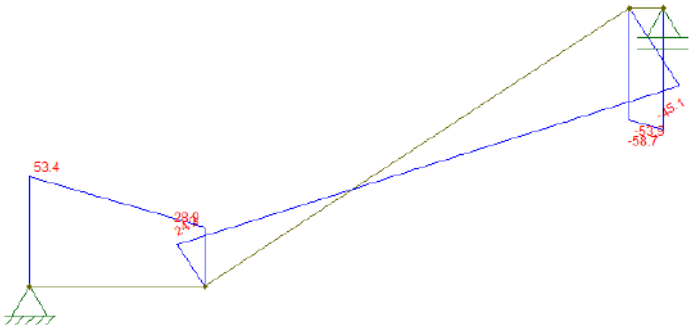


Fig. 4-20 Shear force Vy ULS [kN]

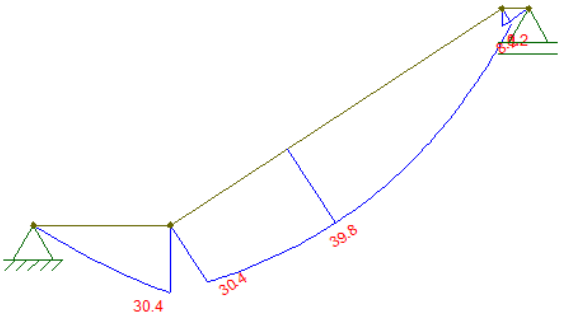


Fig. 4-21 Bending moment Mz SLQP [kNm]

Bending and shear forces for the main beams:

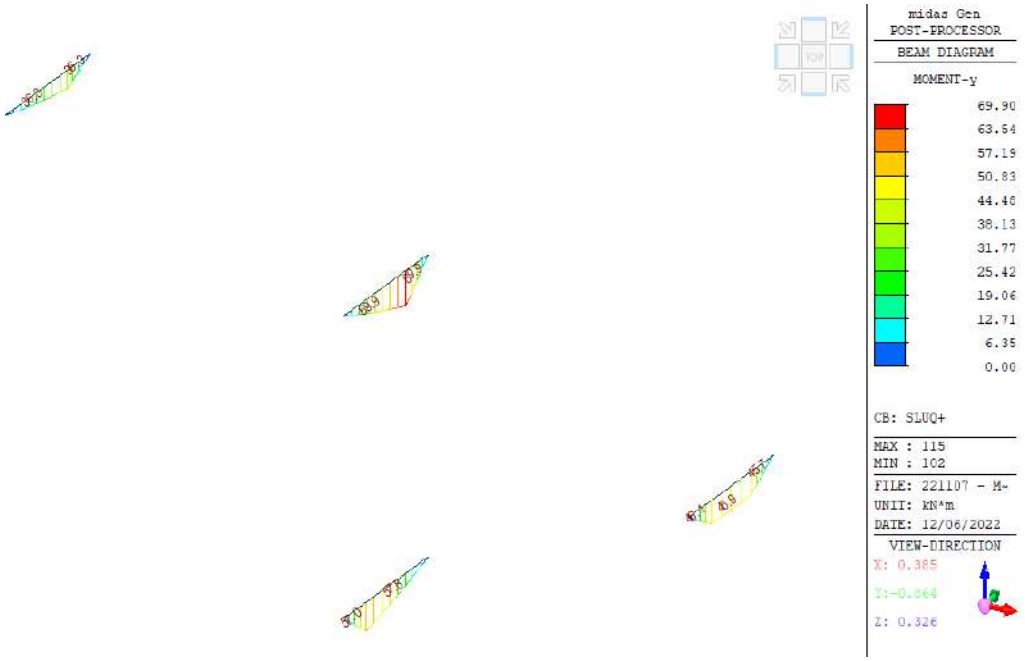


Fig. 4-22 Bending moment My SLQP [kNm]

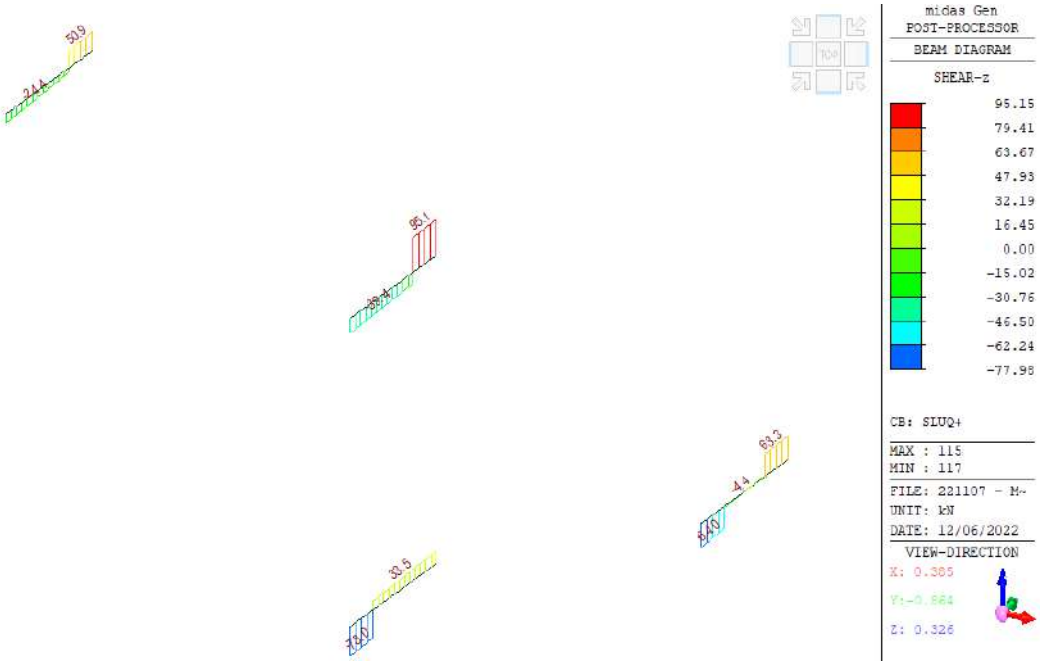


Fig. 4-23 Shear force Vy ULS [kN]

Fig. 4-24 Bending moment My SLQP [kNm]

Bending and shear forces for the main columns:

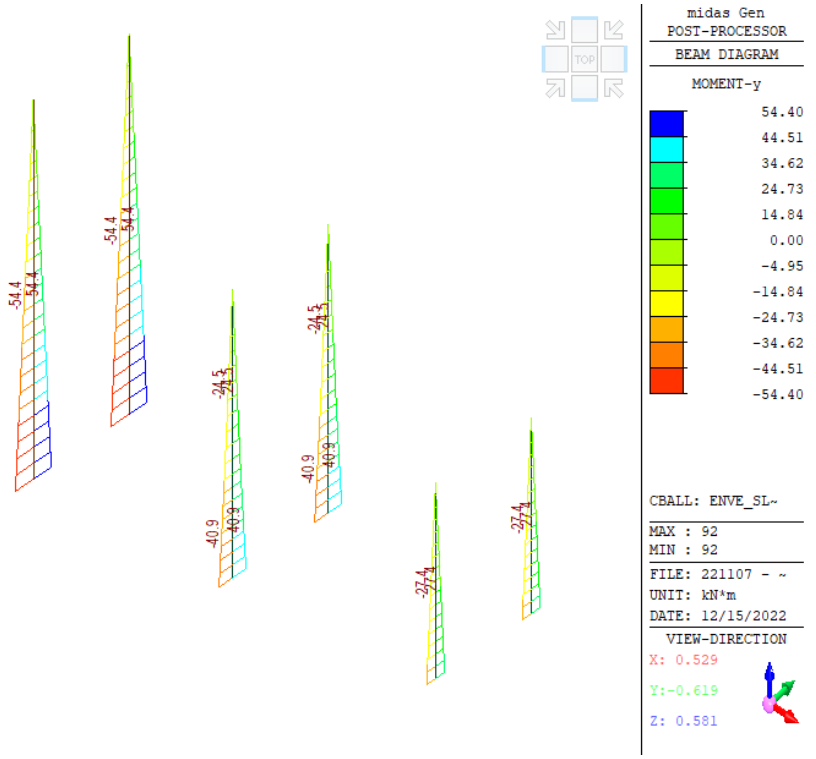


Fig. 4-25 Bending moment My Envelope SLV [kNm]

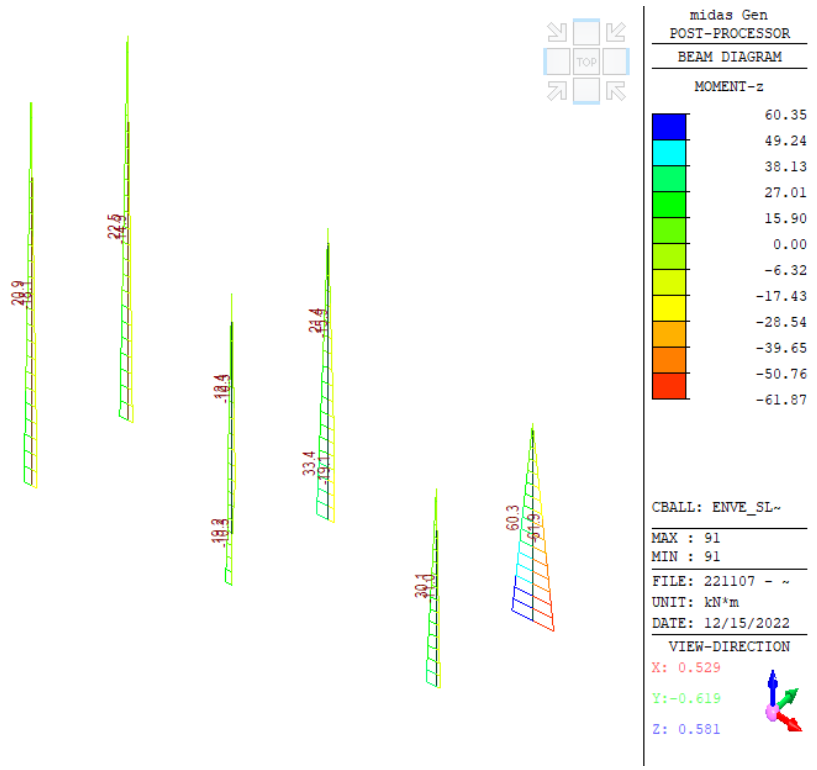


Fig. 4-26 Bending moment Mz Envelope SLV [kNm]

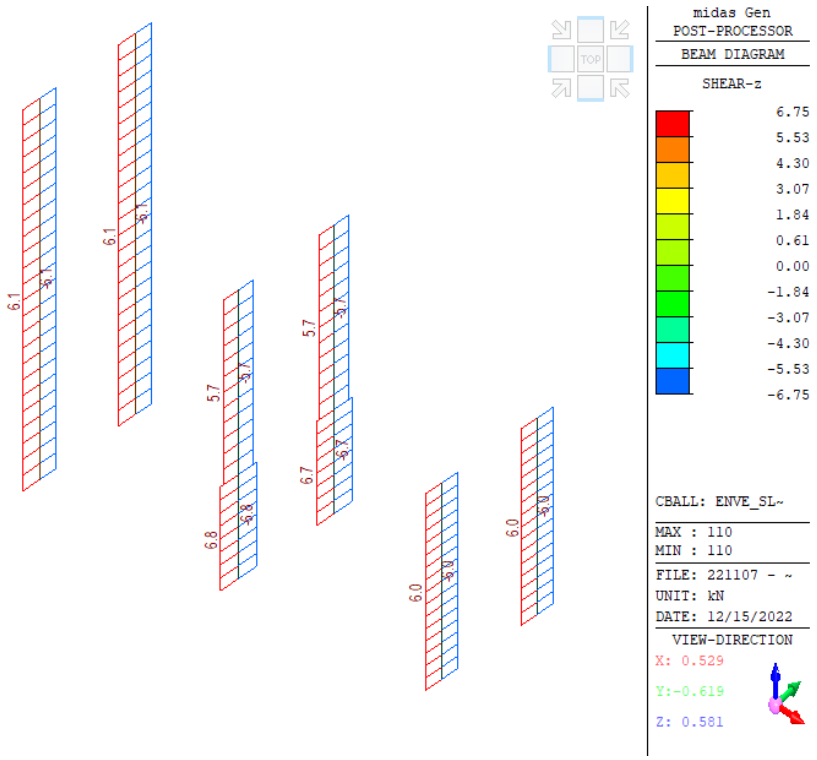


Fig. 4-27 Shear force Vz Envelope SLV [kN]

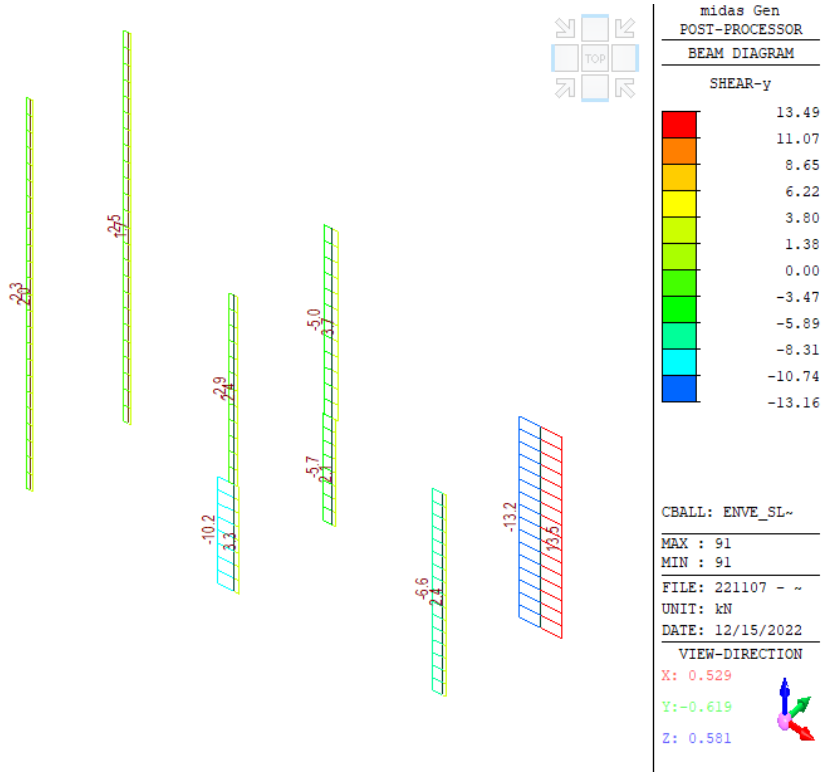


Fig. 4-28 Shear force Vy Envelope SLV [kN]

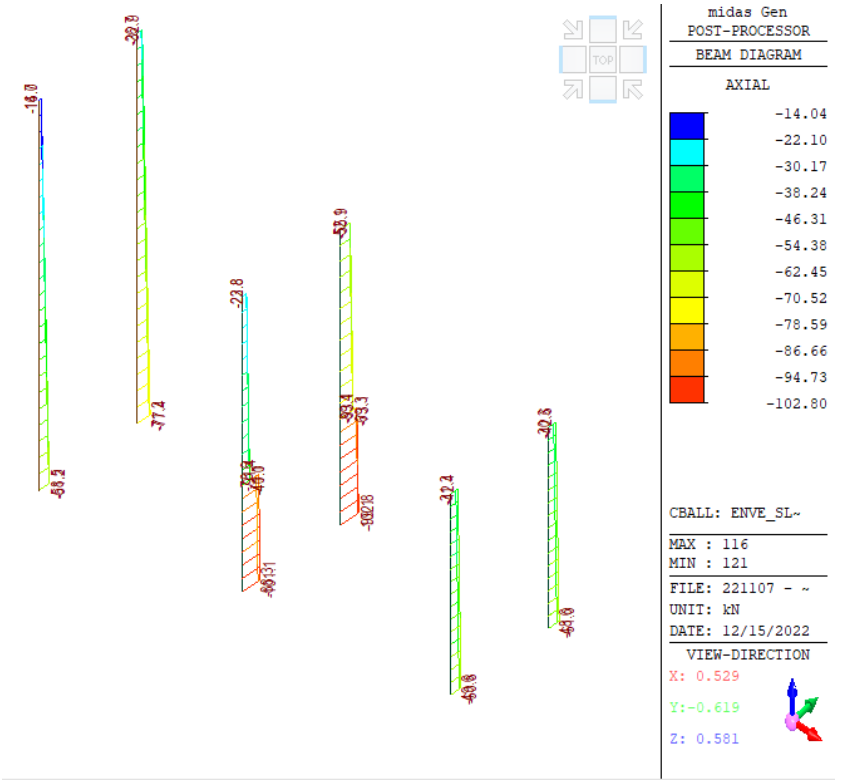


Fig. 4-29 Axial force N Envelope SLV [kN]

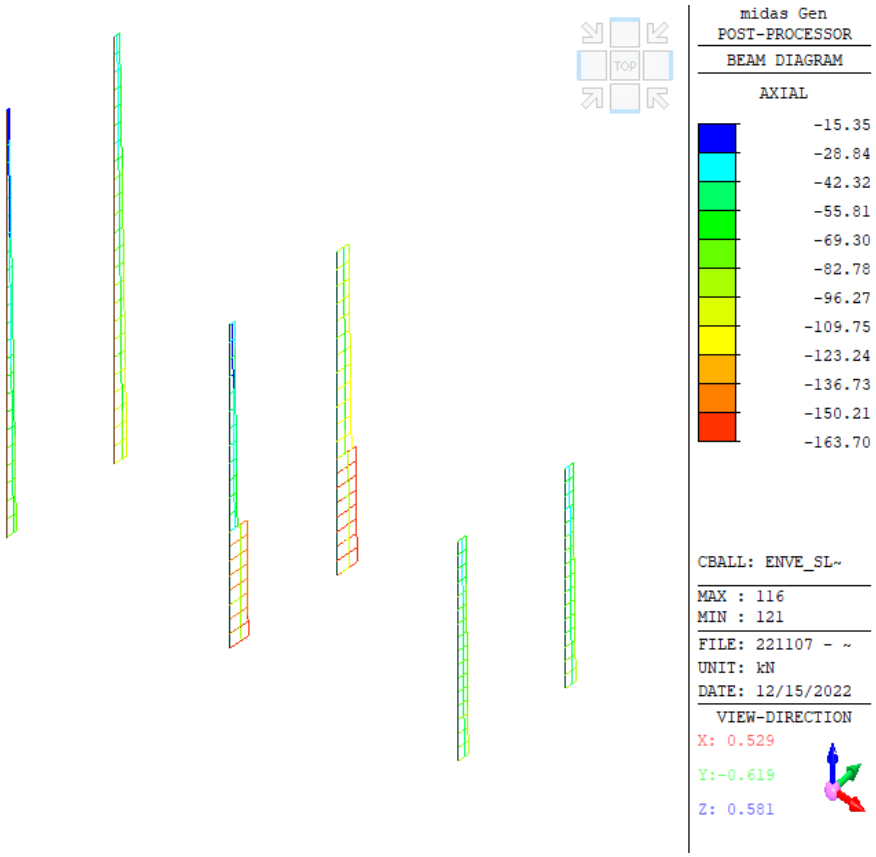


Figure 4-1 Axial force N Envelope ULS [kN]

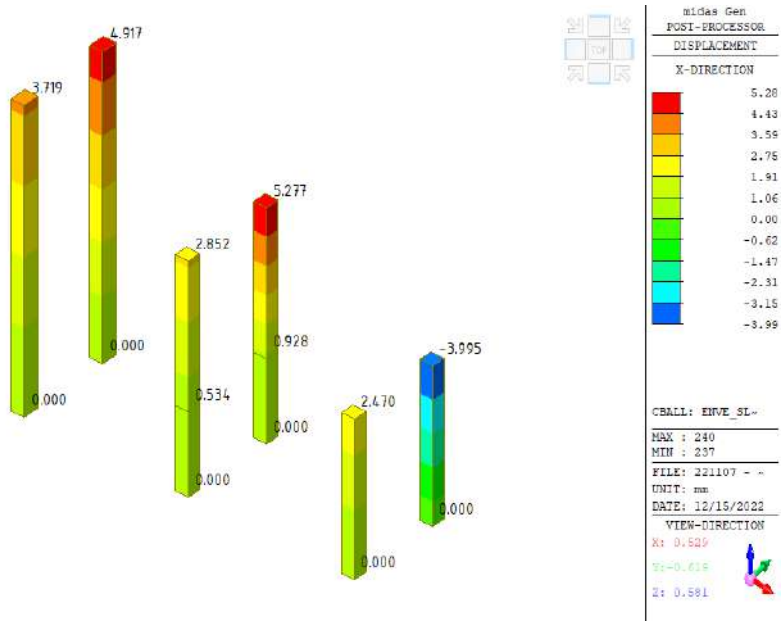


Figure 4-2 Displacement dx – Combination SLO

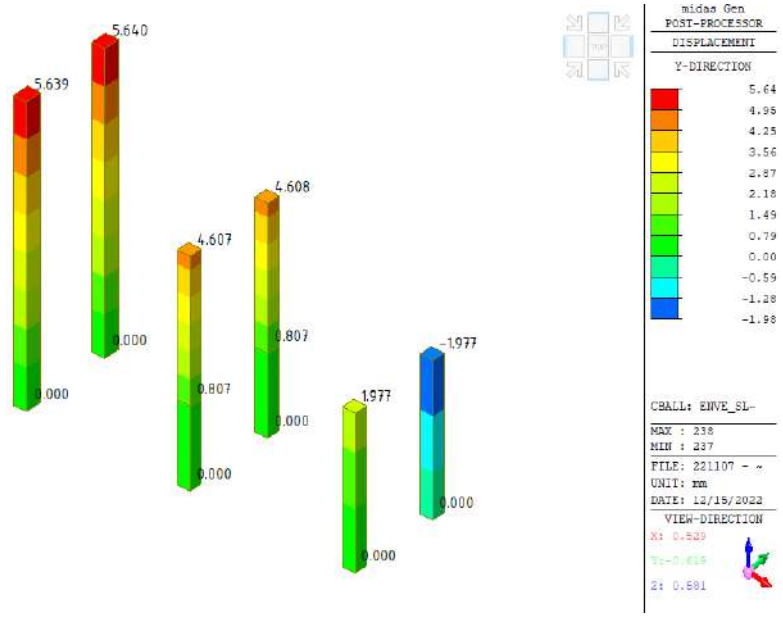


Figure 4-3 Displacement dy – Combination OLS (SLO in Italian)

	Altezza Colonna Column height [m]	Spostamento X Displacement X [mm]	Spostamento Y Displacement Y [mm]	Limite h/400 Limit h/400	Verifica Verification
1	8.90	4.90	5.70	22.25	Si/Yes
2	6.74	5.30	4.61	16.85	Si/Yes
3	4.60	4.00	2.00	11.5	Si/Yes

Storey displacement verifications result satisfied.

4.3 VERIFICATION CHECKS

STAIRCASE RAMP

Bending and shear checks

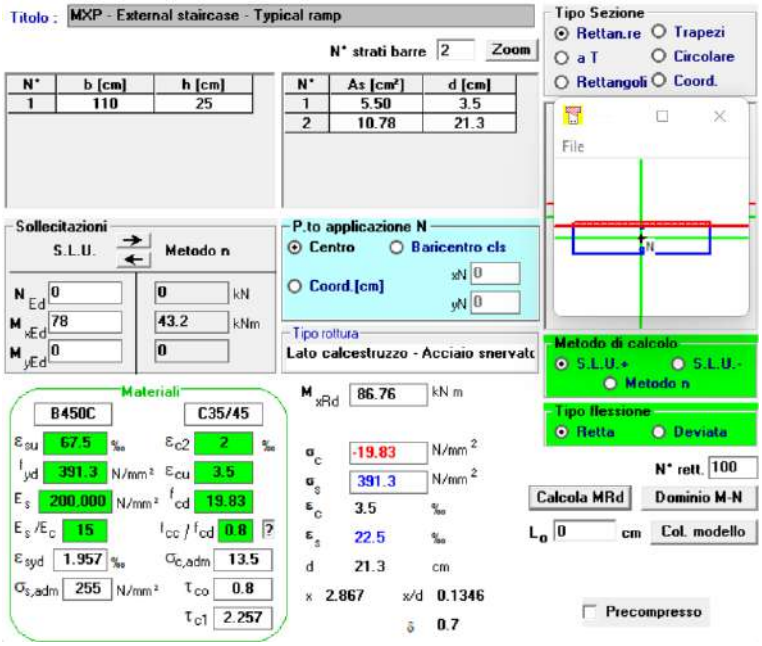


Figure 4-4 Bending verification – Stair ramp

Mrd=86kNm > Med=71.5 kNm → Verification is fulfilled

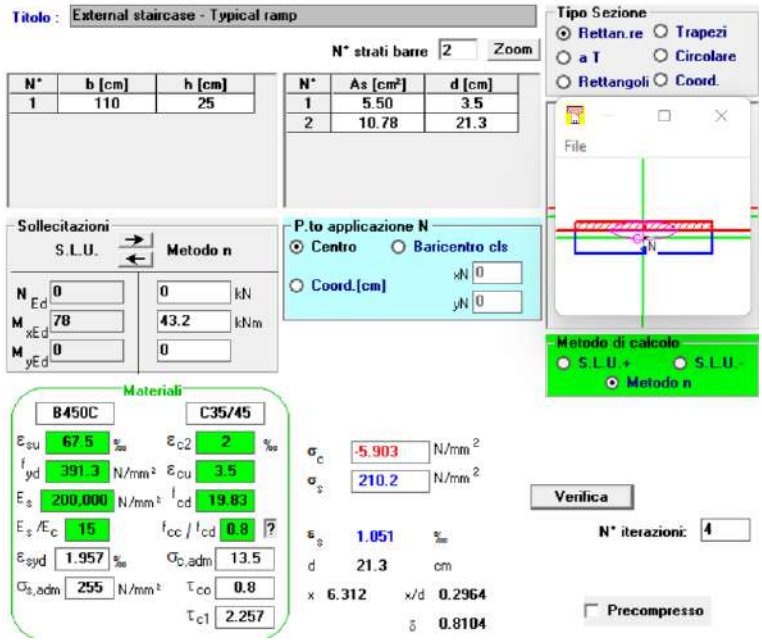


Figure 4-5 Stresses on the section – Stair ramp

According to prospect 7.2N and 7.3N of UNI EN-1992, in order to guarantee a crack width smaller than the limit 0.4mm, it should be provided a rebar of 20mm max. diameter or a spacing less than 250mm. Having provided Ø14/15, the verification results automatically satisfied.

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione**[1]

Tensione nell'acciaio[2] [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm] w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni: c= 25 mm; $f_{ct,eff}$ = 2,9 MPa; h_{cr} = 0,5 h; (h- d') = 0,1 h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_1 = 0,4 e k_4 = 1,0.
2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N **Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione**[1]

Tensione nell'acciaio[2] [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm] w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

Project: 00755 - Noviglio
Title: Typical staircase ramp

Shear verification for r.c. sections as per DM 2018
Ref: par 4.1.2.3.5

Concrete	C35/45		
Rck	4.50	kN/cmq	
fck	3.50	kN/cmq	
αcc	**0.85**		reduction coefficient for long term loading
γc	**1.50**		partial safety factor for concrete
fcd	1.98	kN/cmq	design value of concrete compressive strength
f 'cd	0.99	kN/cmq	des. value of conc. comp. strength for shear
Reinforcement steel			
fyk	**45.00**	kN/cmq	
γc	**1.15**		partial safety factor for reinforcement steel
fyd	39.13	kN/cmq	
Section			
H tot	**25.0**	cm	total height
c	**3.7**	cm	concrete cover to rebar center
bw	**110.0**	cm	minimum web width
d	**21.3**	cm	effective depth of cross-section
σ cp	**0.00**	kN/cmq	compressive stress if present
α c	1.00		coeff. for compressed sections
k	1.969		
n. rebars	**7**		longit. reinf. 10.78 cmq
Ø	**14**	mm	
ρ1	0.46%		
v min	0.572		
v rd	0.597		
V rd	139.8	kN	Shear resistance without shear reinforcement

Design Action

Vsd SLU **63.0 kN**

SHEAR REINFORCEMENT NOT REQUIRED

Commessa: 00755 - Noviglio
Titolo: Rampa scale

Verifica a taglio per sezioni in c.a secondo DM 2018
Rif: par 4.1.2.3.5

Calcestruzzo	C35/45		
Rck	4.50	kN/cmq	
fck	3.50	kN/cmq	
αcc	**0.85**		riduzione per carichi di lunga durata
γc	**1.50**		coeff. Sicurezza materiale
fcd	1.98	kN/cmq	resistenza di calcolo
f 'cd	0.99	kN/cmq	resistenza di calcolo per verifiche a taglio
Acciaio			
fyk	**45.00**	kN/cmq	
γc	**1.15**		coeff. Sicurezza materiale
fyd	39.13	kN/cmq	
Sezione			
H tot	**25.0**	cm	altezza totale
c	**3.7**	cm	copriferro
bw	**110.0**	cm	larghezza minima anima
d	**21.3**	cm	h utile
σ cp	**0.00**	kN/cmq	sforzo assiale di compressione se presente
α c	1.00		coeff per sezioni compresse
k	1.969		
n. barre tese	**7**		As long tesa 10.78 cmq
Ø	**14**	mm	
ρ1	0.46%		
v min	0.572		
v rd	0.597		
V rd	139.8	kN	Taglio resistente senza armatura

Azioni

Vsd SLU **54.0 kN**

ARMATURA NON NECESSARIA

The section is able to withstand the design shear force without additional shear reinforcement.

BEAMS

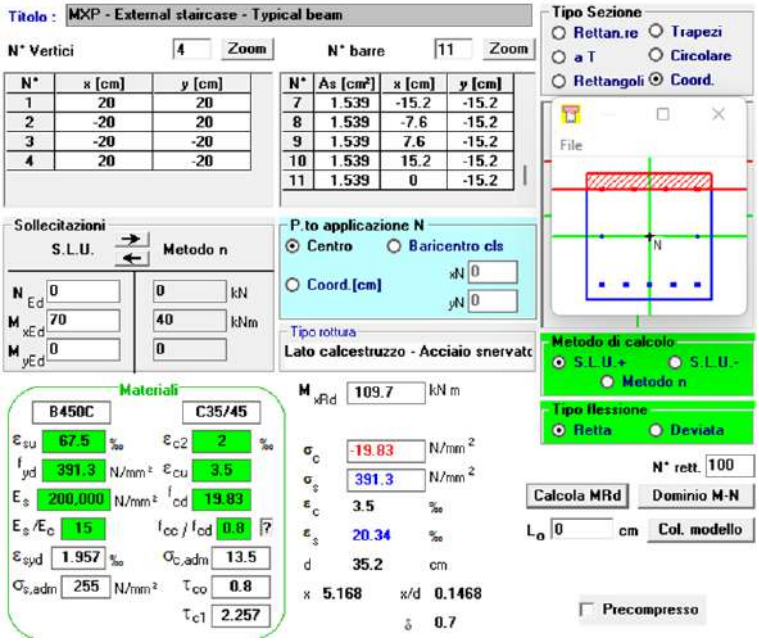


Figure 4-6 Bending verification – Main beam

Mrd=109.7kNm > Med=70 kNm → Verification is fulfilled

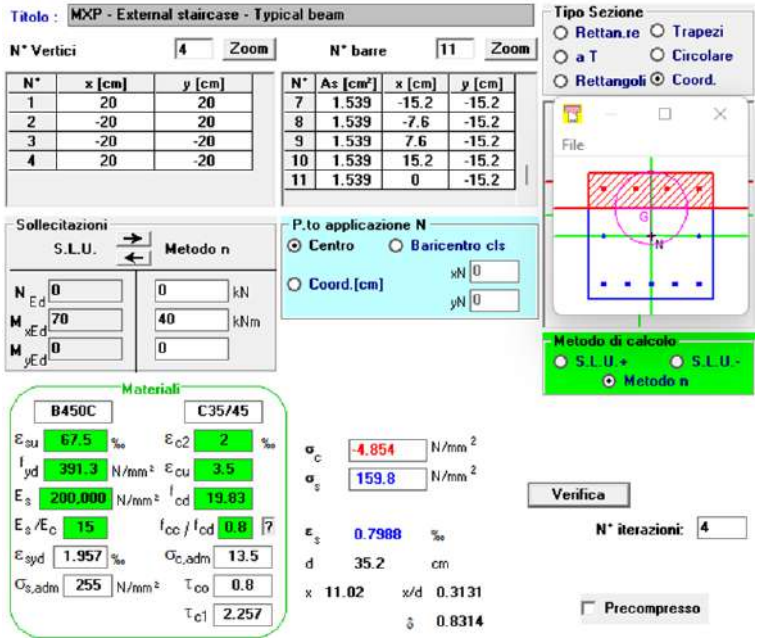


Figure 4-7 Stresses on the section – Main beam

According to prospect 7.2N and 7.3N of UNI EN-1992, in order to guarantee a crack width smaller than the limit 0.4mm, it should be provided a rebar of 32mm max. diameter or a spacing less than 250mm. Having provided 5Ø14 with a spacing less than 7cm, the verification results automatically satisfied.

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione**[1)]

Tensione nell'acciaio[2)] [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm] w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:
c= 25 mm; $f_{ct,eff}$ = 2,9 MPa; h_{cr} = 0,5 h; $(h - d')$ = 0,1 h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_1 = 0,4 e k_4 = 1,0.
2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N **Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione**[1)]

Tensione nell'acciaio[2)] [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm] w_k = 0,4 mm	w_k = 0,3 mm	w_k = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

Project: 00755 - Noviglio
Title: Typical Beam - Staircase

Shear verification for r.c. sections as per DM 2018
Ref: par 4.1.2.3.5

Concrete	C35/45		
Rck	4.50	kN/cmq	
fck	3.50	kN/cmq	
αcc	**0.85**		reduction coefficient for long term loading
γc	**1.50**		partial safety factor for concrete
fcd	1.98	kN/cmq	design value of concrete compressive strength
f'cd	0.99	kN/cmq	des. value of conc. comp. strength for shear

Reinforcement steel			
fyk	**45.00**	kN/cmq	
γc	**1.15**		partial safety factor for reinforcement steel
fyd	39.13	kN/cmq	

Section			
H tot	**40.0**	cm	total height
c	**4.7**	cm	concrete cover to rebar center
bw	**40.0**	cm	minimum web width
d	**35.3**	cm	effective depth of cross-section
σ cp	**0.00**	kN/cmq	compressive stress if present
α c	1.00		coeff. for compressed sections

k	1.753			
n. rebars	**5**		longit. reinf.	7.70 cmq
Ø	**14**	mm		
ρ1	0.55%			
v min	0.480			
v rd	0.562			

V rd 79.4 kN Shear resistance without shear reinforcement

Design Action

Vsd SLU **96.0 kN**

SHEAR REINFORCEMENT REQUIRED

Commessa: 00755 - Noviglio
Titolo: Trave tipica - Scale esterne

Verifica a taglio per sezioni in c.a secondo DM 2018
Rif: par 4.1.2.3.5

Calcestruzzo	C35/45		
Rck	4.50	kN/cmq	
fck	3.50	kN/cmq	
αcc	**0.85**		riduzione per carichi di lunga durata
γc	**1.50**		coeff. Sicurezza materiale
fcd	1.98	kN/cmq	resistenza di calcolo
f'cd	0.99	kN/cmq	resistenza di calcolo per verifiche a taglio

Acciaio			
fyk	**45.00**	kN/cmq	
γc	**1.15**		coeff. Sicurezza materiale
fyd	39.13	kN/cmq	

Sezione			
H tot	**40.0**	cm	altezza totale
c	**4.7**	cm	copriferro
bw	**40.0**	cm	larghezza minima anima
d	**35.3**	cm	h utile
σ cp	**0.00**	kN/cmq	sforzo assiale di compressione se presente
α c	1.00		coeff per sezioni compresse

k	1.753			
n. barre tese	**5**		As long tesa	7.70 cmq
Ø	**14**	mm		
ρ1	0.55%			
v min	0.480			
v rd	0.562			

V rd 79.4 kN Taglio resistente senza armatura

Azioni

Vsd SLU **96.0 kN**

NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO

Shear reinforcement

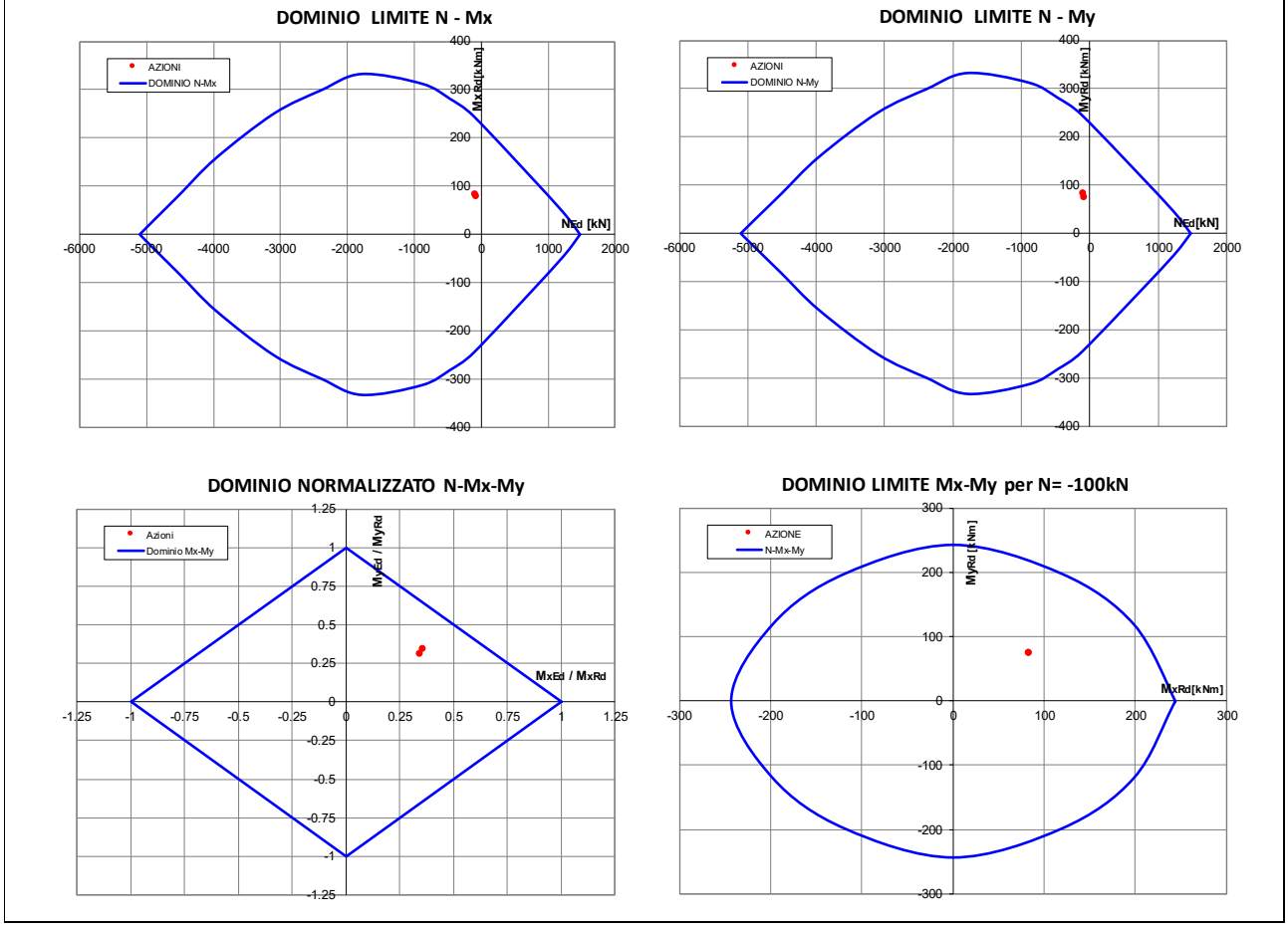
α	90 °	inclination of reinforcement [staffe = 90°]			
ϑ	45 °	truss inclination			
n bars	2	min. from regulations	BEAM		
Ø	10 mm	Ø min	- mm		
spacing	15.0 cm	min spacing	28.2 cm		OK
Asw	1.57 cmq				
Asw/m	10.47 cmq/m	Asw/m min	6 cmq/m		OK
VRds	130.2 kN				
VRdc	630.1 kN				
VRd	**130.2 kN**	**VERIFIED**			
al	15.9 cm	translation of most unfavourable side of bending moment for calculation of longitudinal reinforcement			

Armature trasversali

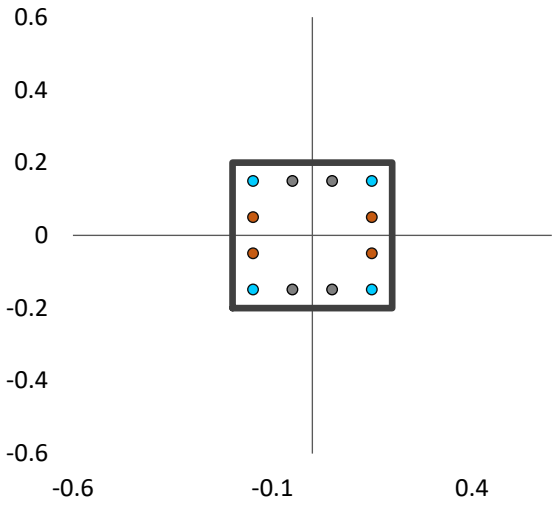
α	90 °	inclinazione armatura [staffe = 90°]			
ϑ	45 °	inclinazione traliccio			
n ferri	2	minimi di normativa	TRAVE		
Ø	10 mm	Ø min	- mm		
passo	15.0 cm	passo min	28.2 cm		OK
Asw	1.57 cmq				
Asw/m	10.47 cmq/m	Asw/m min	6 cmq/m		OK
VRds	130.2 kN				
VRdc	630.1 kN				
VRd	**130.2 kN**	**VERIFICATO**			
al	15.9 cm	traslazione lato meno sfavorevole del momento flettente per il calcolo dell'armatura longitudinale			

COLUMNS

Commessa: 00755 - Noviglio
Titolo: Colonne - Scale esterne



Verifications above are performed for the internal column of the west staircase, which represents for the most unfavorable loading condition for all columns. At the ultimate limit states as well as seismic conditions, we are within the limit domain M-N, thus, the verifications are satisfied.



Column 40x40cm. Reinforcement 12 Ø20

Commessa: 00755 - Noviglio
Titolo: Colonna - Scale esterne

Verifica a taglio per sezioni in c.a secondo DM 2018
Rif: par 4.1.2.3.5

Calcestruzzo	**C40/50**		
Rck	5.00	kN/cmq	
fck	4.00	kN/cmq	
αcc	**0.85**		riduzione per carichi di lunga durata
γc	**1.50**		coeff. Sicurezza materiale
fcd	2.27	kN/cmq	resistenza di calcolo
f 'cd	1.13	kN/cmq	resistenza di calcolo per verifiche a taglio
Acciaio			
fyk	**45.00**	kN/cmq	
γc	**1.15**		coeff. Sicurezza materiale
fyd	39.13	kN/cmq	
Sezione			
H tot	**40.0**	cm	altezza totale
c	**4.7**	cm	copriferro
bw	**40.0**	cm	larghezza minima anima
d	**35.3**	cm	h utile
σ cp	**0.00**	kN/cmq	sforzo assiale di compressione se presente
α c	1.00		coeff per sezioni compresse
k	1.753		
n. barre tese	**4**		As long tesa 12.57 cmq
Ø	**20**	mm	
ρ1	0.89%		
v min	0.514		
v rd	0.692		
V rd	97.7	kN	Taglio resistente senza armatura
Azioni			
Vsd SLU	**96.0**	**kN**	

ARMATURA NON NECESSARIA

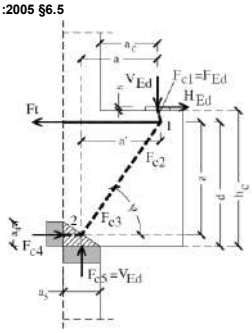
The shear strength of the section without shear reinforcement is significantly higher than the reacting forces on the section. However, a minimum reinforcement of Ø10/15 cm 2 legged stirrups are provided based on the shape of the section.

CORBELS

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi secondo EC2-1-1:2005 §6.5

Commessa 00755 - Noviglio
Titolo Corbels - External Staircase

Materiali	Calcestruzzo	C35/45	Acciaio	B450	
R_{ck}	45	N/mm²			*Resistenza caratt. cubica cls*
f_{ck}	35	N/mm²			*Resistenza caratt. cilindrica cls*
γ_c	1.5	-			
α_{cc}	0.85	-			*Coeff. carichi lunga durata*
f_{cd}	19.83	N/mm²			*Resistenza di progetto del calcestruzzo*
τ_{rd}	0.39	N/mm²			*Resist. unit. a taglio*
f_{yk}	450	N/mm²			*Tensione di snevamanto acciaio*
γ_s	1.15	-			
f_{yd}	391.30	N/mm²			*Resistenza di progetto dell'acciaio*
ν	0.50	-			*Coeff. riduzione taglio*
ν'	0.83	-			*Coeff. riduzione taglio*

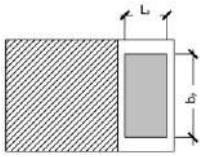


Resistenza a compressione dei nodi EC2-6.5.4

k_1	1	→	$\sigma_{1Rd,max}$	16.5	N/mm²	*Resistenza di progetto per nodi CCC*
k_2	0.85	→	$\sigma_{2Rd,max}$	14.0	N/mm²	*Resistenza di progetto per nodi CCT*
k_3	0.75	→	$\sigma_{3Rd,max}$	12.3	N/mm²	*Resistenza di progetto per nodi CTT*

Azioni

V_{Ed}	100.0	kN	*Azione sollecitante verticale*
H_{Ed}	22.0	kN	*Azione sollecitante orizzontale*
F_{Ed}	102.4	kN	*Azione sollecitante risultante*
α	12.41	°	*Inclinazione di F_{Ed} rispetto all'orizzontale*

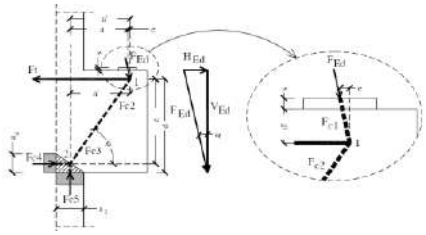


Geometria

h_c	20.0	cm	*Altezza mensola*
b	40.0	cm	*Larghezza mensola*
a_c	10.0	cm	*Distanza asse appoggio dal bordo pilastro (punto applicazione V_{Ed})*
c = d'	3.5	cm	*Copriferro asse barra / altezza armatura dal lembo superiore*
d	16.5	cm	*Altezza utile della mensola*
L_p	20.0	cm	*Larghezza della piastra di carico*
b_p	35.0	cm	*Profondità della piastra di carico*
s	1.0	cm	*Spessore piastra di carico*
z	13.2	cm	*Braccio della coppia interna*

Dati geometrici dei nodi

e	1.0	cm	*Distanza orizzontale del punto di applicazione di F_{Ed} dal nodo 1*
a_5	1.5	cm	*Larghezza del nodo 2*
a_4	6.6	cm	*Altezza del nodo 2*
a_3	6.8	cm	*Ipotenusa del nodo 2*
a	10.8	cm	*Distanza del punto di applicazione di F_{Ed} dal nodo 2*
a'	11.7	cm	*Distanza orizzontale del nodo 1 dal nodo 2*



Armatura principale superiore **Ø 10 / 8.5 cm** → n° barre = **5** **(min di calcolo 4)**

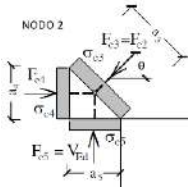
F_t	111.0	kN	*Trazione nell'armatura superiore*
$A_{s,min}$	2.84	cm²	*Armatura minima principale superiore (4 barre d'armatura)*
$A_{s,prov}$	3.9	cm²	≥ $A_{s,min}$ 2.84 cm² **Ok!**

Verifica del nodo 2

F_{C4}	89.0	kN	*Azione compressione puntone 4*
$\theta(\psi)$	48.3	°	→ $1.0 \le \tan\theta \le 2.5$ **Ok! [EC2 - §J.3(1)]**
$F_{C2} = F_{C3}$	133.9	kN	*Azione compressione puntone tra nodo 1 e 2*

Verifica delle tensioni nel nodo 2

σ_{C3}	4.9	N/mm²	$\le \sigma_{1Rd,max}$ **Ok!**
σ_{C4}	3.4	N/mm²	$\le \sigma_{1Rd,max}$ **Ok!**



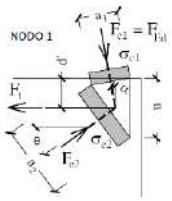
Verifica del nodo 1

Geometria del nodo 1

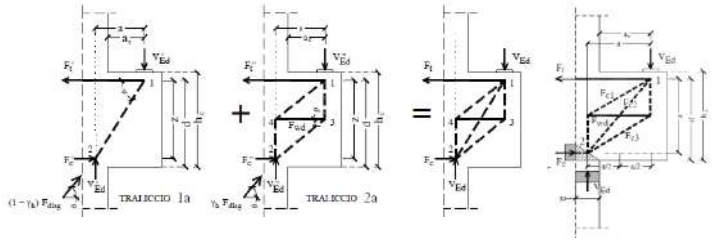
u	7.0	cm	*Altezza su cui è disposta l'armatura superiore*
a_1	19.5	cm	*Larghezza del puntone F_{C1}*
β	8.4	°	
a_2	19.3	cm	*Larghezza del puntone F_{C2}*
a*	16.1	cm	*Larghezza del puntone F_{C2} nella dir. perp. al puntone*
$\beta+\theta(\psi) \cong$	57	°	*→ Valuto tensione compressione su faccia a2*

Verifica delle tensioni nel nodo 1

σ_{C1}	1.5	N/mm²	$\le \sigma_{2Rd,max}$ **Ok!**
σ_{C2}	2.0	N/mm²	$\le \sigma_{2Rd,max}$ **Ok!**



Dett. a)	**Mensole con ac≤hc/2**							
θ_2	31.53		→	$1.0 \le \cot\theta \le 2.5$	**Ok! Armatura orizzontale necessaria!**			
Verifica dell'armatura secondaria per $a_c \le h_c/2$								
V_{Ed}'	69.8	kN	*Aliquota di carico V_{Ed} gravante sul traliccio 1a*					
V_{Ed}''	30.2	kN	*Aliquota di carico V_{Ed} gravante sul traliccio 2a*					
$F_{wd} = F_t''$	26.9	kN	*Trazione nell'armatura secondaria*					
Armatura secondaria orizzontale			**2**	**Ø 10**	**/ 6.5 cm**	→	n° barre/staffe = **1**	
$A_{s,min,calc}$	0.69	cm^2	*Armatura principale superiore*				*(min 1 barre d'armatura con n° 2 braccia)*	
A_s	1.6	cm^2	≥	$A_{s,min,calc}$	0.69	cm^2	**Ok!**	
Prescrizioni aggiuntive EC2 - J.3(2)								
A_s	1.6	cm^2	≥	$k_1 A_{s,main}$	0.98	cm^2	**Ok!**	



NOVIGLIO data Centres MXPI

Noviglio

A06 – STEEL WORKS

Revision N°	Revision Date	Issue Description	Dra.	Ver.App.
P01	2022/12/16	Issued for Construction – WP1	FI/BH	MEG
P02	2023/02/17	Issued for Construction – WP2	FI/BH	MEG

Table of contents

1 INTRODUCTION 3

1.1 SCOPE OF DOCUMENT 3

2 ACU HOOD SUPPORTING STRUCTURE 5

2.1 DESIGN ACTIONS AND VERIFICATIONS 7

2.2 SERVICEABILITY LIMIT STATE 10

2.3 BASE CONNECTION 12

2.4 EXCLUSIONS 15

3 CANOPIES 16

3.1 DESIGN ACTIONS AND VERIFICATIONS 18

3.2 SERVICEABILITY LIMIT STATE 21

3.3 CONNECTION AT THE SUPPORT PANNEL 22

3.3.1 TOP CONNECTION VERIFICATION 23

3.3.2 BOTTOM NODE VERIFICATION 26

3.4 EXCLUSIONS 28

1 INTRODUCTION

1.1 SCOPE OF DOCUMENT

This annex provides analysis and verifications for verifications for steel related works, which are shall be installed after the substructures and superstructures are erected. Some of them will use post-installed connections, whereas, when considered a better choice, inserts are foreseen within the precast structure. In particular, three type of steel structures are present in this design package:

1. ACU Hood supporting structure – North side of the site at each ACU unit
2. Canopies – At the entrance points at the Support Building

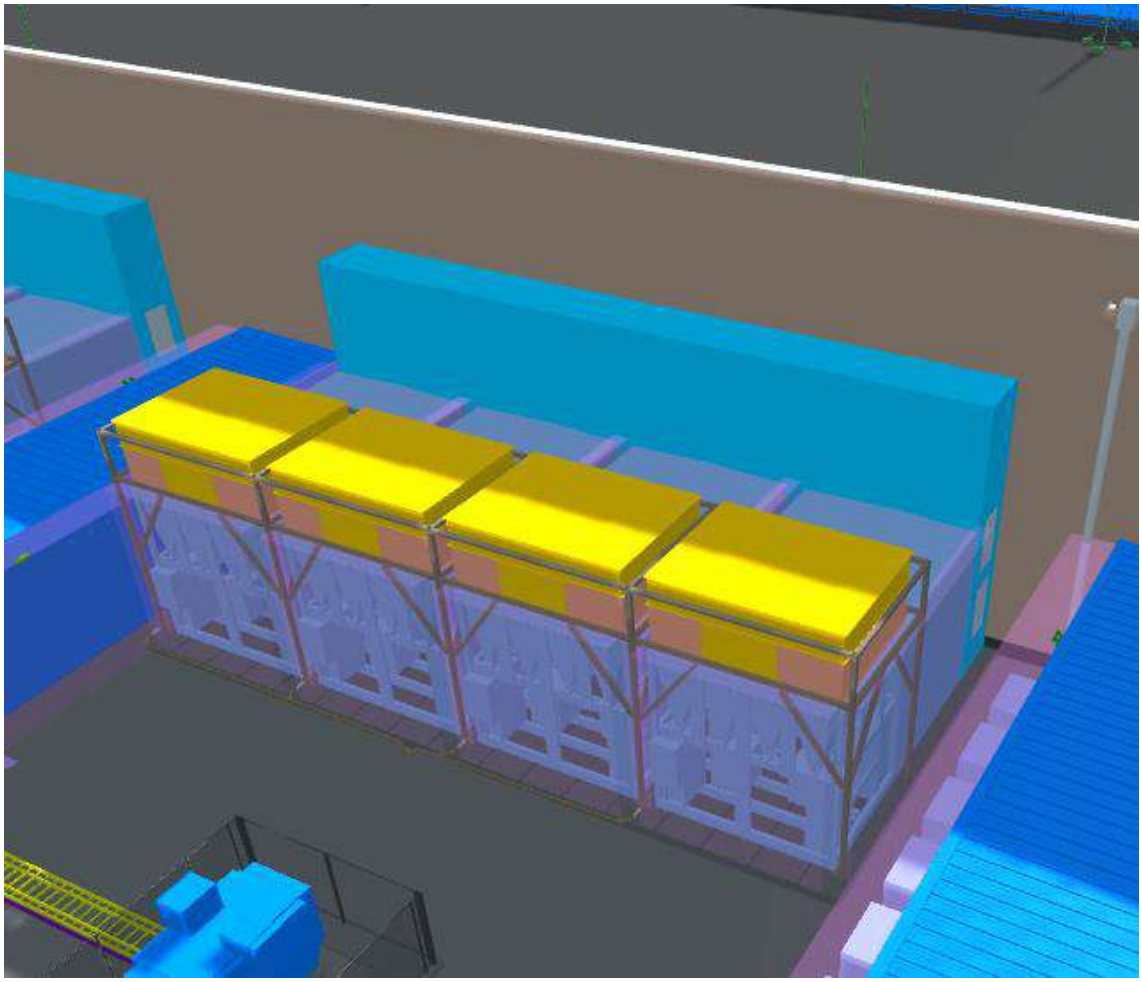


Fig. 1-1 : ACU Hood supporting structure

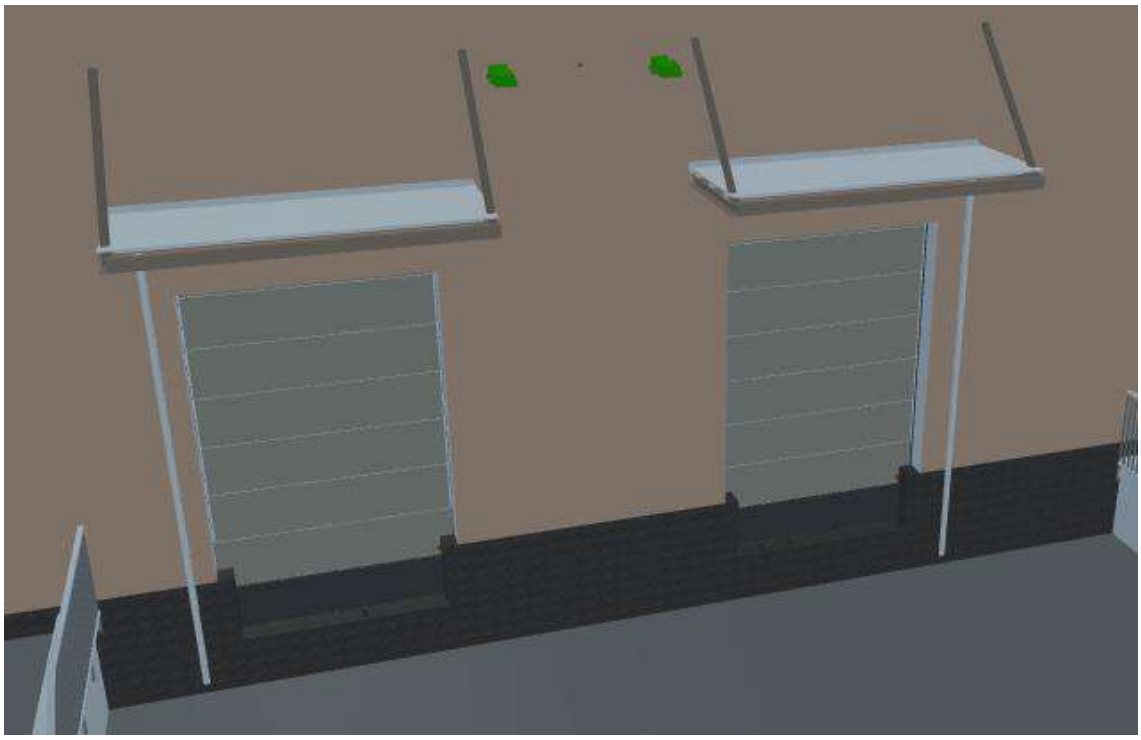


Fig. 1-2 : Canopies at the entrance of Loading Bay

2 ACU HOOD SUPPORTING STRUCTURE

A 3d view and FEM model of the ACU Hood supporting structure is presented in the figures below:

Fig. 2-1 ACU Hood supporting structure 3D View

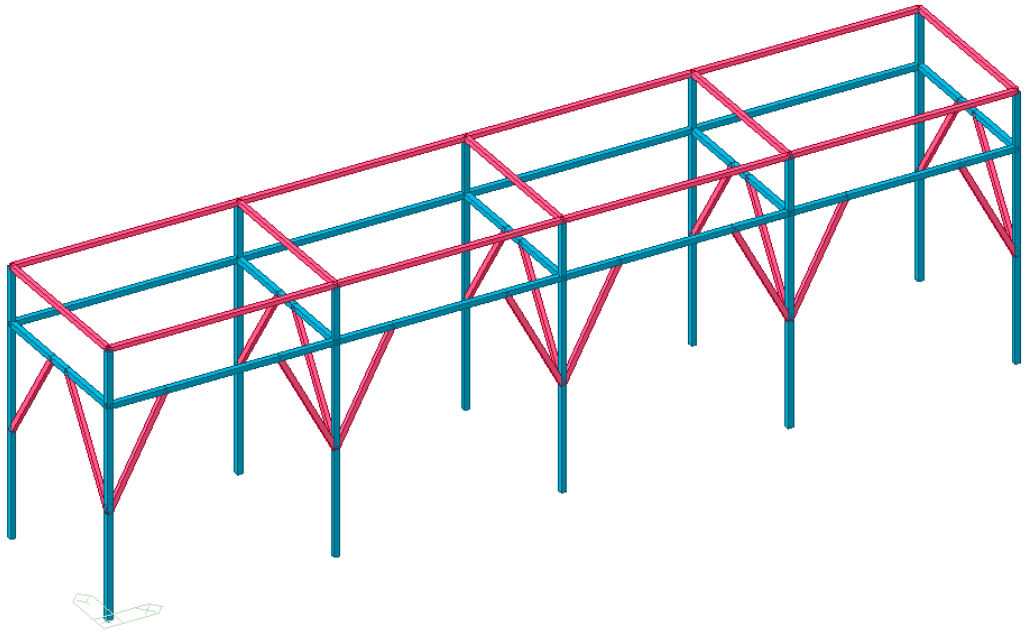


Fig. 2-2 ACU Hood supporting structure - FEM model

The structure is modelled by using beam finite elements, with fixed end points. External restrains are considered fixed as well. The structure consists of main elements SHS 100x5 (columns and beams of first level) and SHS 100x80x5 (beams of the second level and bracings).

In this model, the following loads have been applied:

- Self-weight of the ACU Hoods estimated at $g_2 = 0{,}80\ kN/m^2$
- Snow load $s = 1{,}20\ kN/m^2$
- Maintenance load $q = 1{,}00\ kN/m^2$
- Wind load $w = 1{,}10\ kN/m^2$

For the basis of design and general information about the loadings refer to the general part of this report.

The vertical loading is applied as a floor load in two different levels. Considering that the vertical loading is transmitted through the ACU hoods at these two levels, halved values of the loading described above is applied at each level.

Wind loading, on the other hand, is applied only at the surfaces in which this action takes place. The following areas are noted:

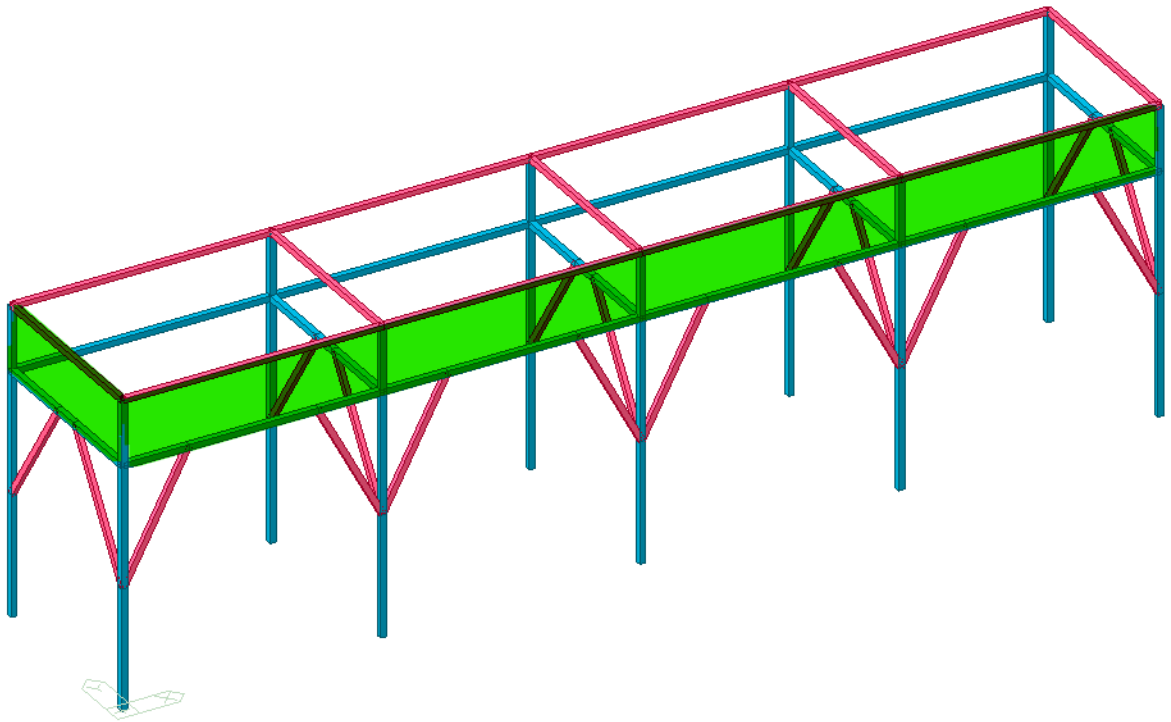


Fig. 2-3 Wind load areas of application

2.1 DESIGN ACTIONS AND VERIFICATIONS

The actions derived from the analysis for the main steel frame are shown below; the envelope of SLU and SLV combinations are shown.

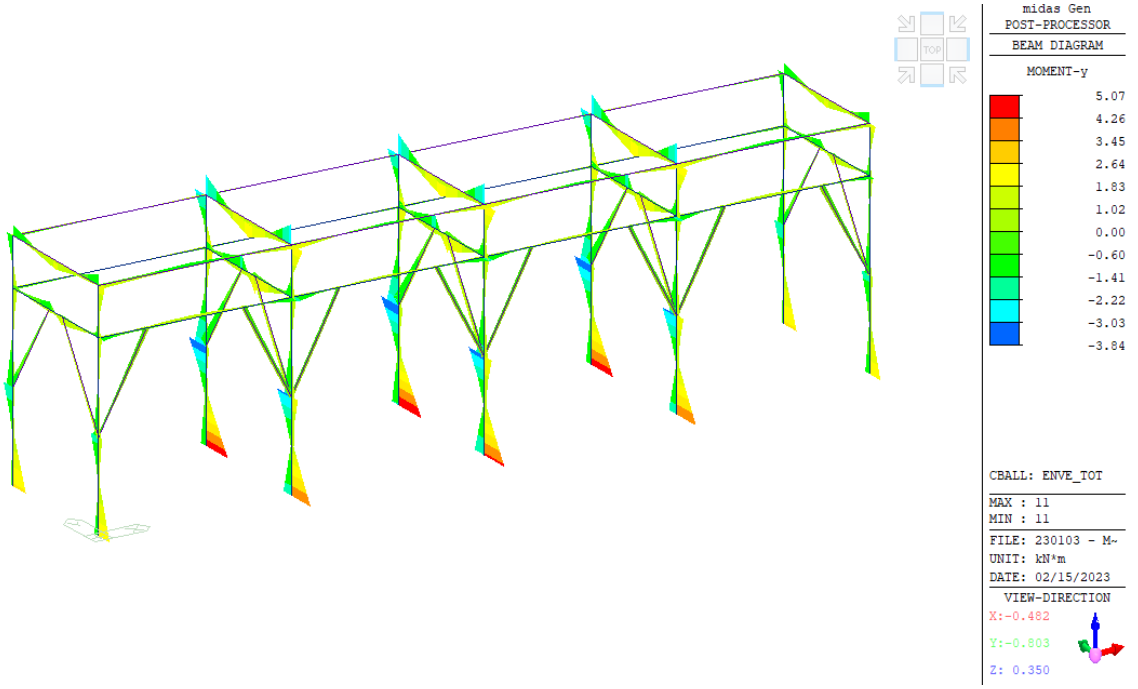


Fig. 2-4 Bending moment My [kNm] – Envelope SLU - SLV

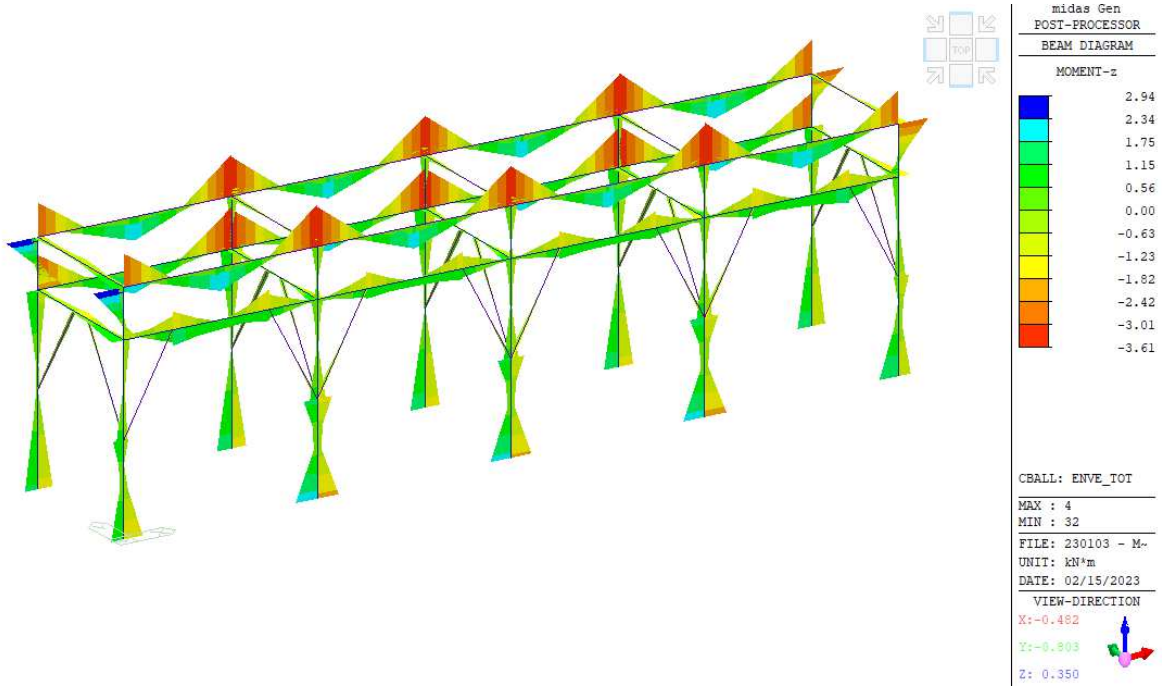


Fig. 2-5 Bending moment Mz [kNm] – Envelope SLU - SLV

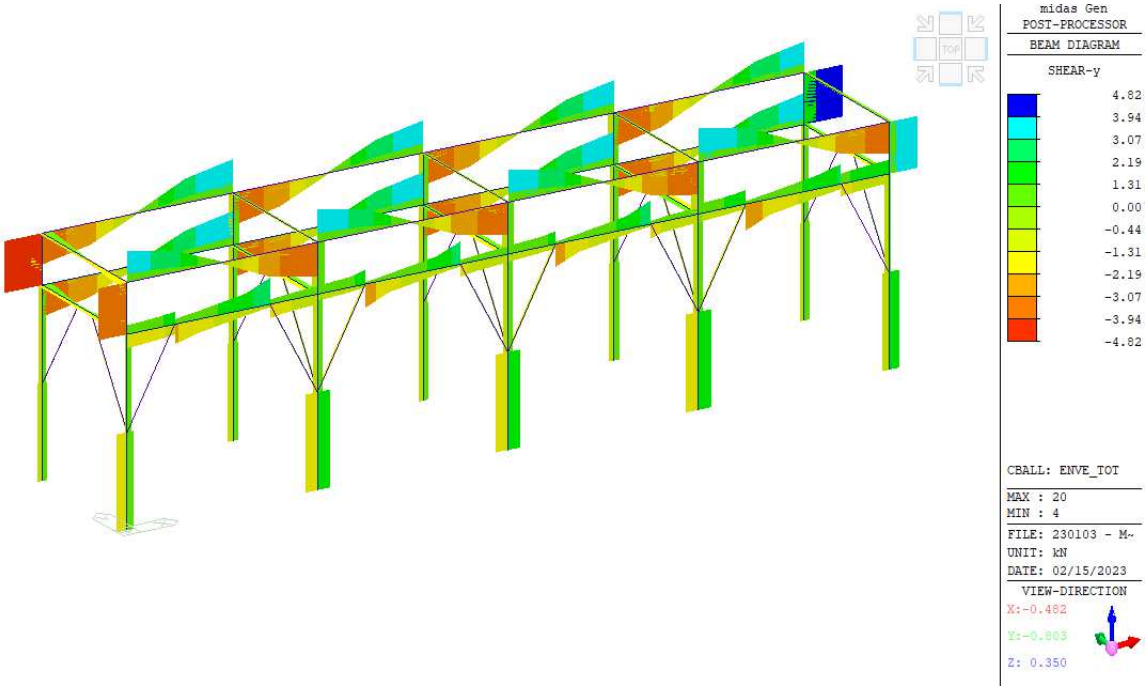


Fig. 2-6 Shear force Fy [kN] – Envelope SLU - SLV

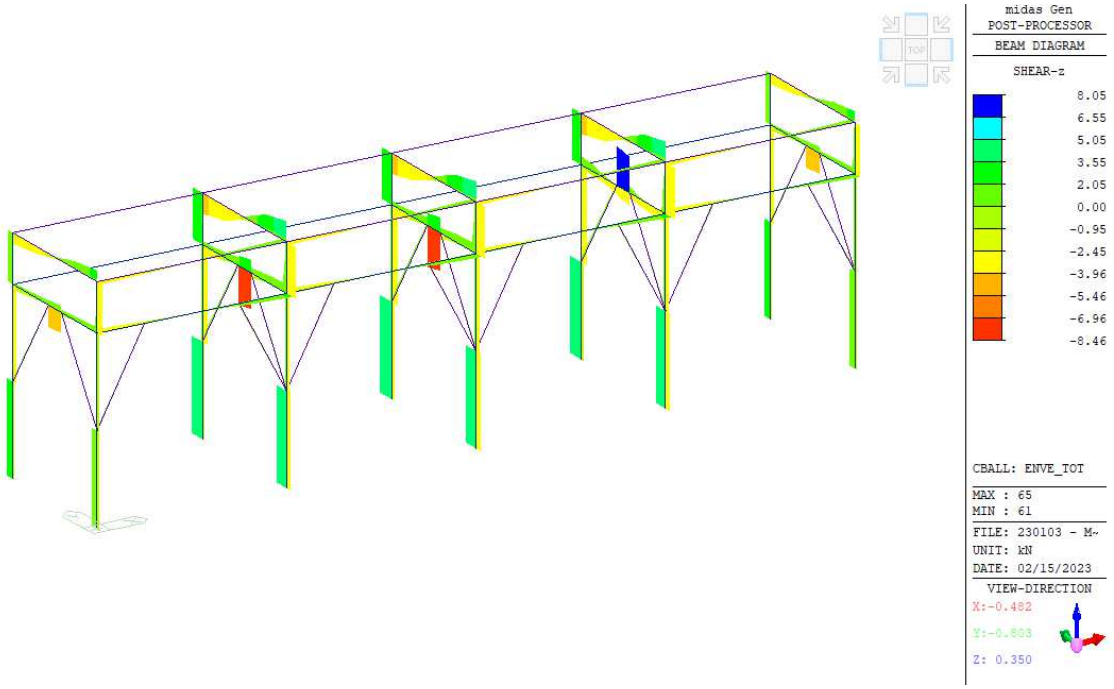


Fig. 2-7 Shear force Fz [kN] – Envelope SLU - SLV

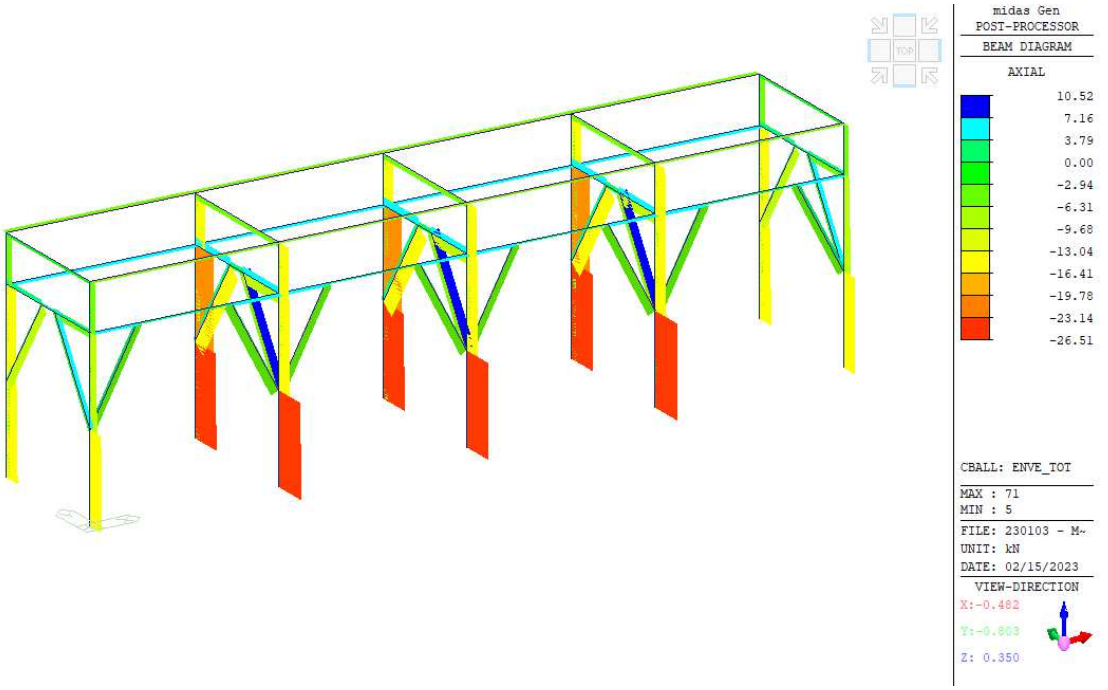


Fig. 2-8 Axial load N [kN] – Envelope SLU - SLV

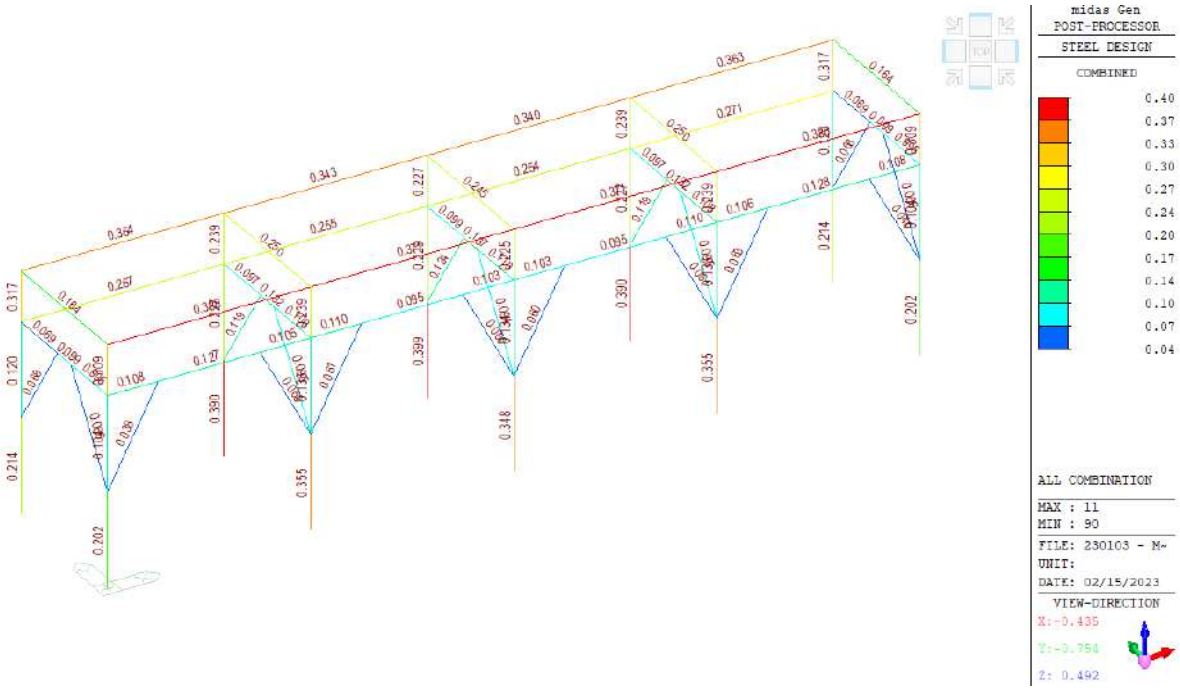


Fig. 2-9 Sectional verifications - Combined

Summary of the most stressed elements and their verifications are represented also in the table below. It can be noted that the bracing length has been forced to the full length of the non-braced elements in y direction, and the free inflection coefficients Ky and Kz are imposed to 1,0 in a precautious way.

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	11	1		RHS-CF 100X100X5 UNI78		22	2.07500	4.15000	1.000	0.850	-28.742	5.42661	5.42661	0.00000	0.00000	4.67626	0.05745	0.00577
	0.399	0.032		S275	275000		2.07500	2.07500	1.000	0.850	205.033	0.00000	18.6312	18.6312	0.00000	144.006	12.8668	0.00692
OK	33	2		RHS-CF 100X80X5 UNI781		19	4.41200	4.41200	1.000	1.000	-6.9911	-0.0390	-0.0390	-4.5296	4.90287	0.05517	-	-0.0062
	0.364	0.039		S275	275000		4.41200	4.41200	1.000	1.000	467.500	0.00000	16.0187	13.6812	127.017	158.771	-	0.01765

2.2 SERVICEABILITY LIMIT STATE

The results of deformations at serviceability limit state, both for wind actions as well as seismic actions are shown below.

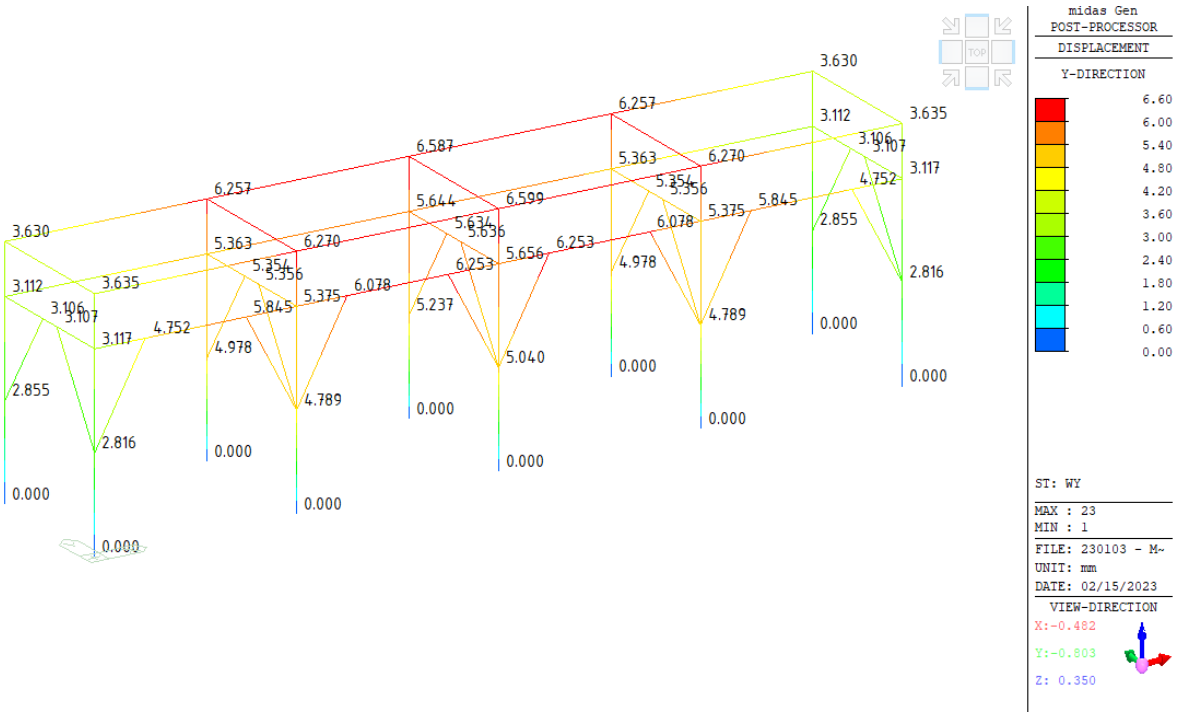


Fig. 2-10 Displacements Y direction [mm] – Wind load

The maximum observed deformation is at the middle column with a value of 6.6mm. The maximum drift attained is therefore:

$$\frac{L}{d} = \frac{5250mm}{6.6mm} \cong 800$$

This value is smaller than the client requirement L/400 or NTC2018 of L/300. Therefore, the verifications are satisfied.

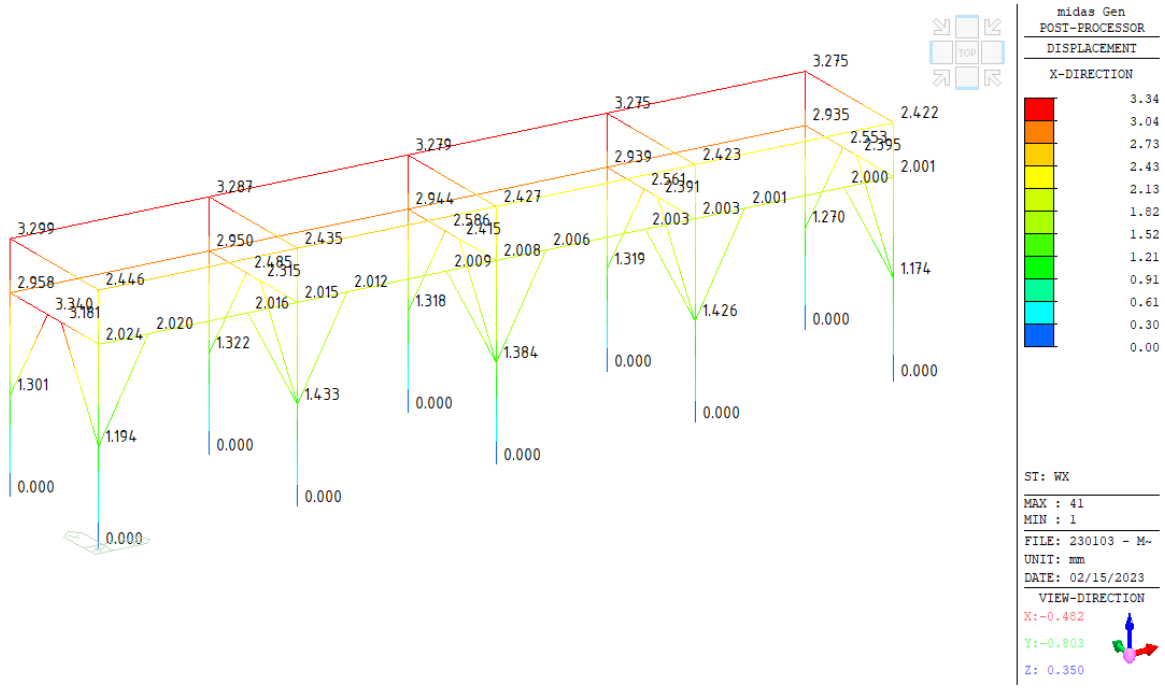


Fig. 2-11 Displacements X direction [mm] – Wind load

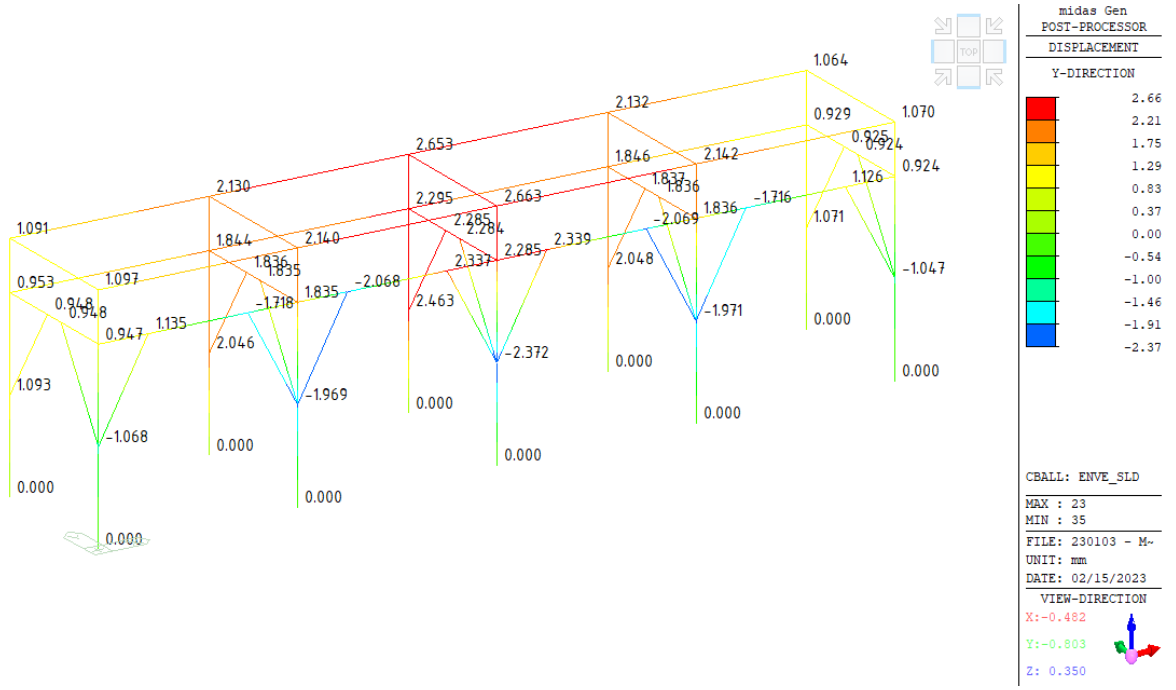


Fig. 2-12 Displacements Y direction [mm] – Envelope SLD

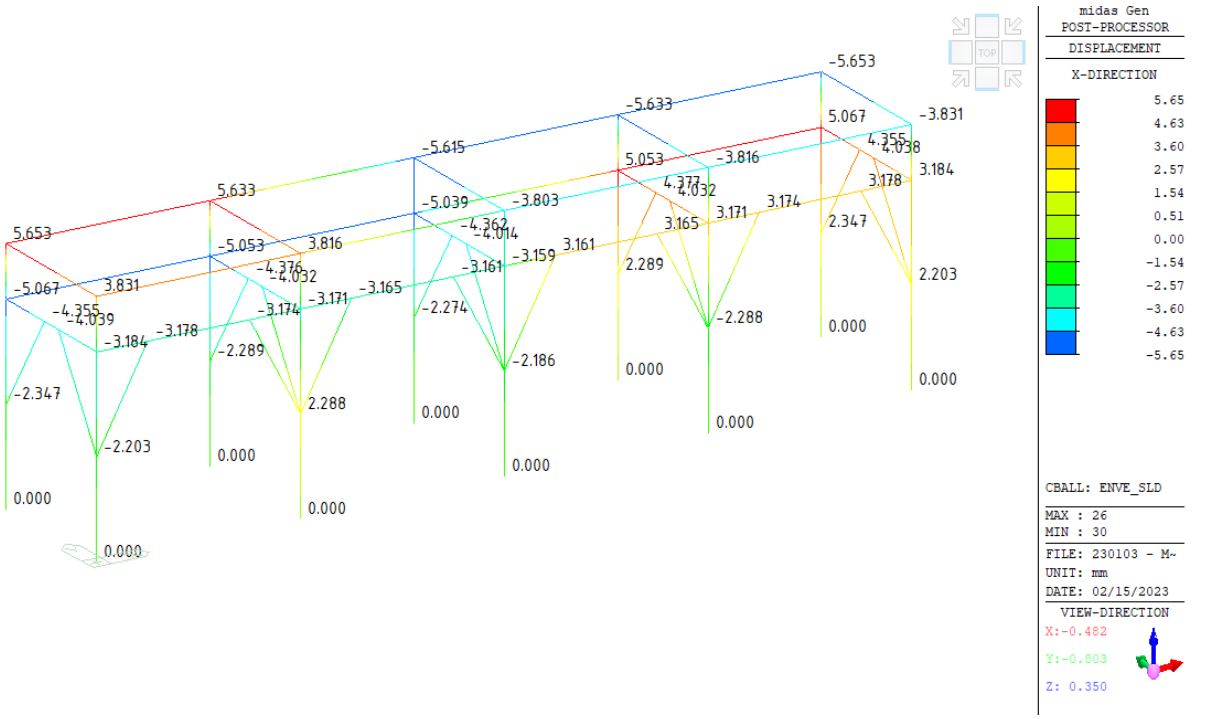


Fig. 2-13 Displacements X direction [mm] – Envelope SLD

2.3 BASE CONNECTION

Connection at the base of the SHS columns will be realized by the means of a post-installed connection type. Four M16 threaded rod bars, injected with resin (injection mortar) and stiffening plates are used to ensure that the connection at the base is fixed as per design assumption.

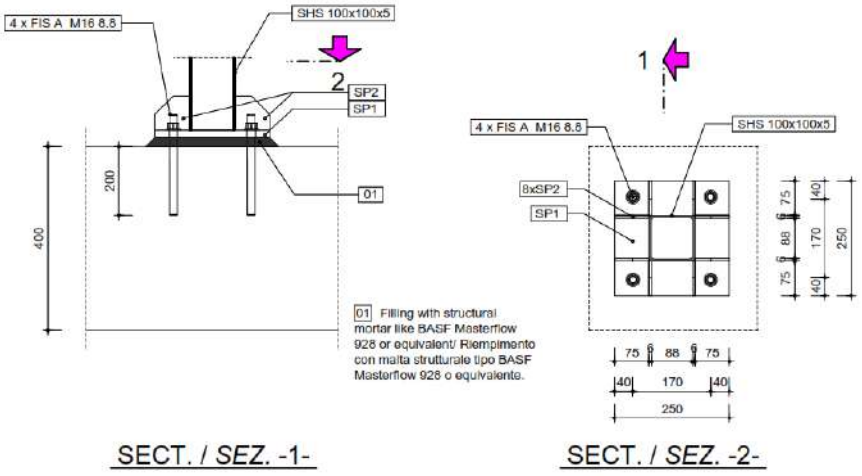


Fig. 2-14 Base connection detail

For the calculation of this base connection, C-FIX software from fischer has been used. The most unfavorable case of the column located at the edges of the foundation plinth is analyzed taking in to account concurrent actions from the most loaded columns. In this way, it is guaranteed that the results are satisfied regardless of the columns position in plan. Summary of the results from the calculation of this base connection are presented below.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
15/02/2023

fischer

fischer italia S.R.L Unipersonale

Corso Stati Uniti, 25
35127 Padova
Telefono: +39 049 8 06 31 11
Fax: +39 049 8 06 34 01
progettazione@fischeritalia.it
www.fischeritalia.it

Basi della progettazione

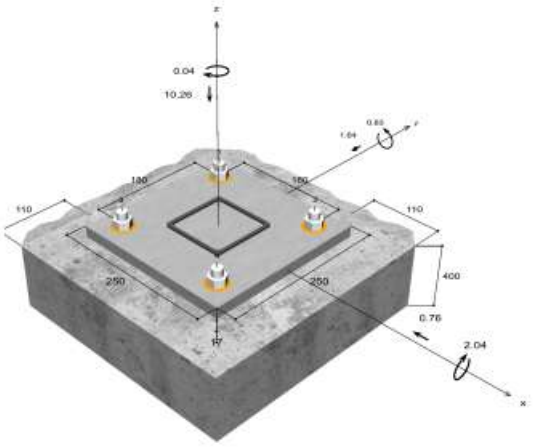
Ancorante

Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 16 x 250 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio	200 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-12/0258, Opzione 1, Emesso 17/06/2020

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
15/02/2023

fischer

Dati di input

Metodo di porgettazione	EN 1992-4:2018
Materiale di base	C30/37, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Sismico
Categoria di prestazione sismica	C1
Opzione sismica	Capacity design Azioni sismiche > 20% $\alpha_{vg} \leq 0.25$ g Connessione Tipo A
Psi2	$\psi_2 = 0.5$
Orientazione verticale della geometria	+Z
Spostamenti sotto azioni sismiche	
Distanziato	Nessuna flessione Ancorante fissato sul materiale di base
Dimensioni piastra di ancoraggio	250 mm x 250 mm x 17 mm
Tipo di profilo	Profilo cavo quadrato formato a caldo (QSH 100x5)

Carichi di progetto *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Tipo di carico
1	-8.27	0.16	1.64	2.04	0.24	0.04	Sismico
2	**-10.26**	**-0.76**	**-1.64**	**-2.04**	**-0.83**	**-0.04**	**Sismico**
3	-29.55	-4.74	0.00	0.00	-5.38	0.00	Statico
4	-28.74	4.68	0.00	0.00	5.43	0.00	Statico
5	-37.55	-3.39	0.35	0.40	-3.72	0.00	Statico
6	-12.03	-0.83	-1.65	-2.04	-0.89	-0.04	Sismico
7	-11.49	-0.63	1.65	2.04	-0.65	0.03	Sismico
8	-29.55	-4.74	0.00	0.00	-5.38	0.00	Statico
9	-28.74	4.68	0.00	0.00	5.43	0.00	Statico

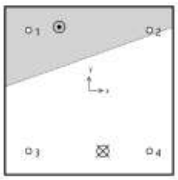
*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
15/02/2023

fischer

Risultati per le azioni decisive.

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0.00	0.38	-0.13	-0.35
2	0.00	0.48	-0.13	-0.47
3	2.23	0.43	-0.25	-0.35
4	3.55	0.53	-0.25	-0.47



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0.07 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo : 2.4 N/mm²
Forza risultante di trazione : 5.78 kN , Coordinate x/y (21 / -90)
Forza risultante di compressione : 16.04 kN , Coordinate x/y (-44 / 95)

Resistenza per la combinazione di carico decisiva.

Utilizzo dell'acciaio

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,sd} = 0.04 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,sd} = 0.01 \leq 1$$
$$\beta_N + \beta_V = \beta_{N,sd} + \beta_{V,sd} = 0.05 \leq 1 \quad \text{Equazione}$$

Verifica soddisfatta

Utilizzo del calcestruzzo

$$\beta_{N,p} = \beta_{N,pc1} = 0.23 \leq 1$$
$$\beta_{V,c} = \beta_{V,c2} = 0.11 \leq 1$$
$$\beta_N + \beta_V = \beta_{N,pc1} + \beta_{V,c2} = 0.35 \leq 1 \quad \text{Equazione}$$

Combinazioni di carico non decisive.

#	N_{Ed} kN	$V_{Sd,x}$ kN	$V_{Sd,y}$ kN	$M_{Sd,x}$ kNm	$M_{Sd,y}$ kNm	$M_{T,Sd}$ kNm	Type of loading	β_N %	β_V %	β %
1	-8.27	0.16	1.64	2.04	0.24	0.04	Sismico	18.29	4.43	22.72
3	-29.55	-4.74	0.00	0.00	-5.38	0.00	Statico	30.85	6.47	18.78
4	-28.74	4.68	0.00	0.00	5.43	0.00	Statico	24.49	25.54	25.03
5	-37.55	-3.39	0.35	0.40	-3.72	0.00	Statico	8.77	4.62	3.59
6	-12.03	-0.83	-1.65	-2.04	-0.89	-0.04	Sismico	20.88	11.48	32.35
7	-11.49	-0.63	1.65	2.04	-0.65	0.03	Sismico	15.58	2.92	18.50
8	-29.55	-4.74	0.00	0.00	-5.38	0.00	Statico	30.85	6.47	18.78
9	-28.74	4.68	0.00	0.00	5.43	0.00	Statico	24.49	25.54	25.03

Note

Le note generali e tecniche saranno riportate nella relazione completa

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

Pagina 3

2.4 EXCLUSIONS

From this analysis and design, the following items are excluded.

1. ACU Hood design
2. Connections of the elements of the steel frame.
3. Connections of ACU hoods to the main structure.

All of these items are not scope of this stage of design, therefore falls under the responsibility of the general contractor and vendors as per the responsibility matrix, during construction design phase.

3 CANOPIES

A 3d view and FEM model of the canopies is presented in the figures below:

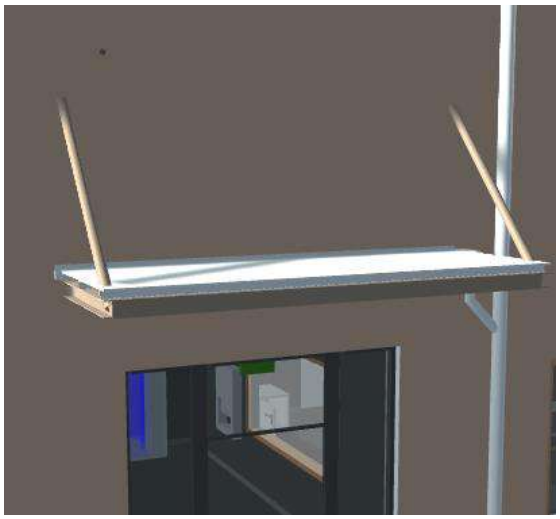


Fig. 3-1 Canopy at main entrance 3D View

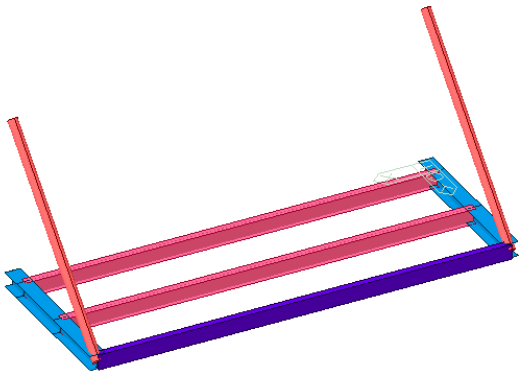


Fig. 3-2 Canopy – FEM model

The structure is modelled by using beam finite elements for the main deck of the canopy, and truss elements for the inclined elements. Since in plane bracing is not provided due to geometrical limitations, the main elements are fixed to the precast panels, to provide in plane stiffness in case of horizontal wind action.

The main elements of the canopies are:

- HEA140 for the primary elements
- IPE140 and UPN140 for secondary beams
- CHS88.9x5 for hanging elements

In this model, the following loads have been applied:

- Roofing layers $g_2 = 0{,}30\ kN/m^2$
- Snow load* $s = 1{,}20\ kN/m^2$
- Maintenance load $q = 1{,}00\ kN/m^2$
- In plane wind load $w = 1\ kN/m'$

*For snow shape coefficients and load amplification a specific procedure is applied.

From the chap. C.3.4.5 of Circolare 2019 of NTC2018

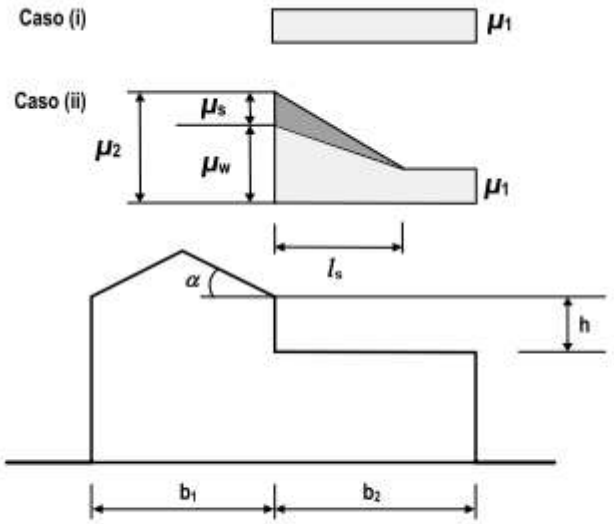


Figura C.3.4.5 - *Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture adiacenti a costruzioni più alte*

$$\mu_1 = 0{,}8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

Where $\mu_s = 0$ since there is no risk of snow sliding from the superior roof due to the presence of the parapet.

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_1}{2 \cdot h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}}$$

$$\mu_w = \frac{24 + 1.50}{2 \cdot 5} \leq \frac{2 \cdot 5}{1.5}$$

$$\mu_w = \frac{25.50}{10} \leq 6.66$$

$$\mu_w = 2.55$$

Since the value b2 is smaller than minimum ls=5.0m', the value of the shape coefficient can be interpolated between $\mu_1 = 0{,}8\ and\ \mu_w = 2.55$. Conservatively, a value of $\mu_2 = 2{,}0$ is assumed.

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1.5 \cdot 2.0 \cdot 1 \cdot 1 = 3.0\ kN/m^2$$

This load is then applied as uniformly distributed over the whole surface of the canopy.

3.1 DESIGN ACTIONS AND VERIFICATIONS

The actions derived from the analysis for the main steel frame are shown below; the envelope of SLU combinations are shown as follows:

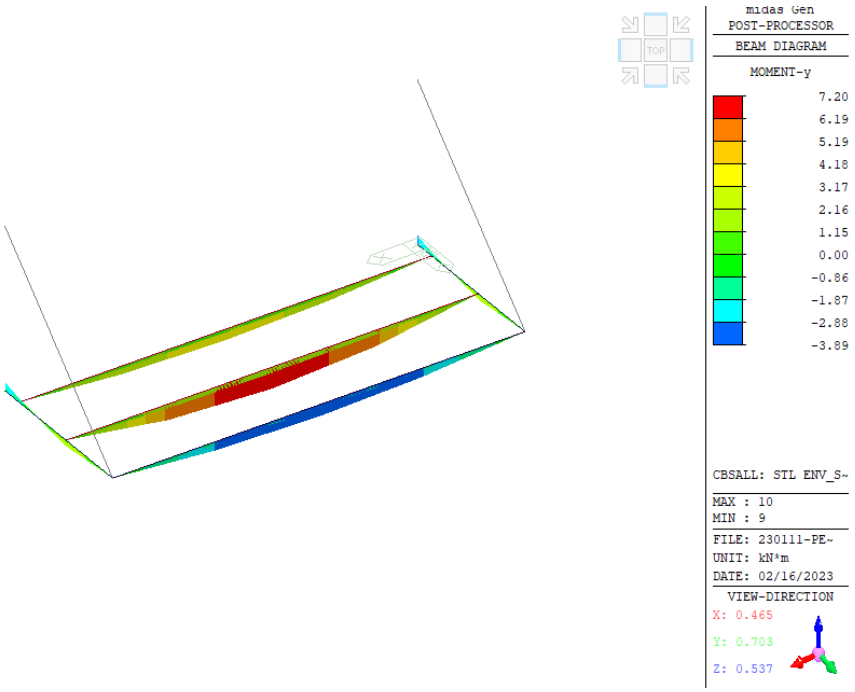


Fig. 3-3 Bending moment My [kNm] – Envelope SLU

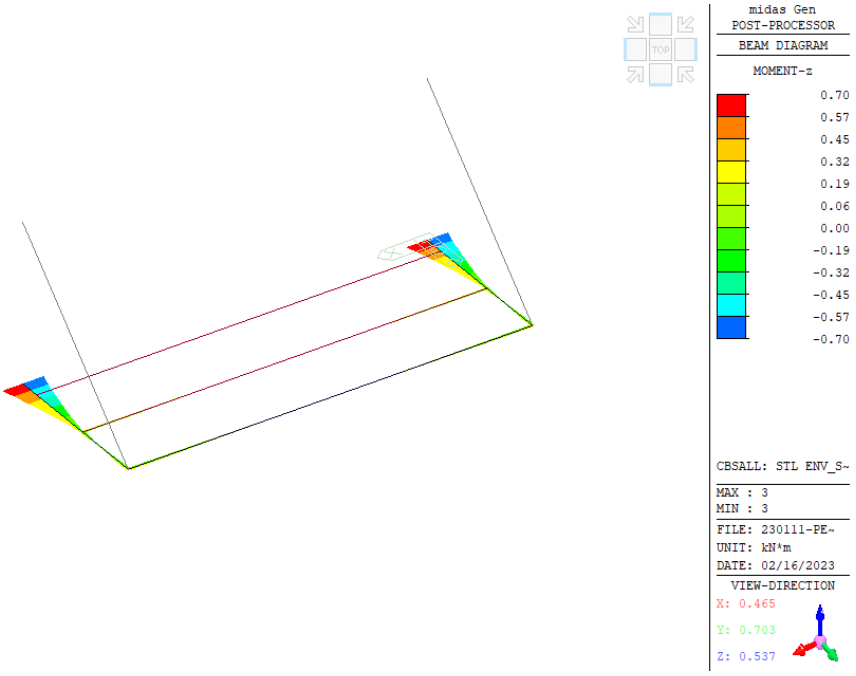


Fig. 3-4 Bending moment Mz [kNm] – Envelope SLU

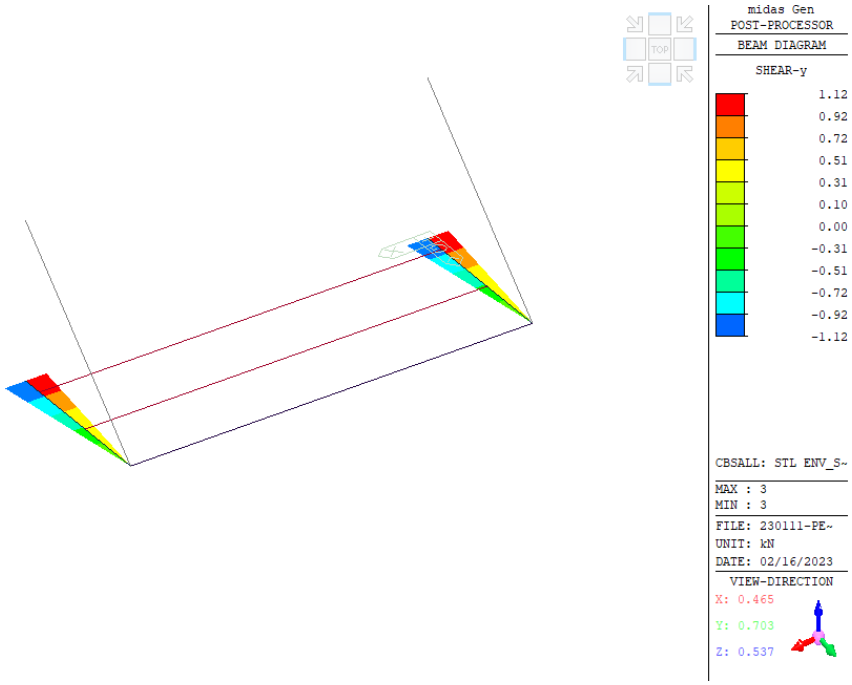


Fig. 3-5 Shear force Fy [kN] – Envelope SLU

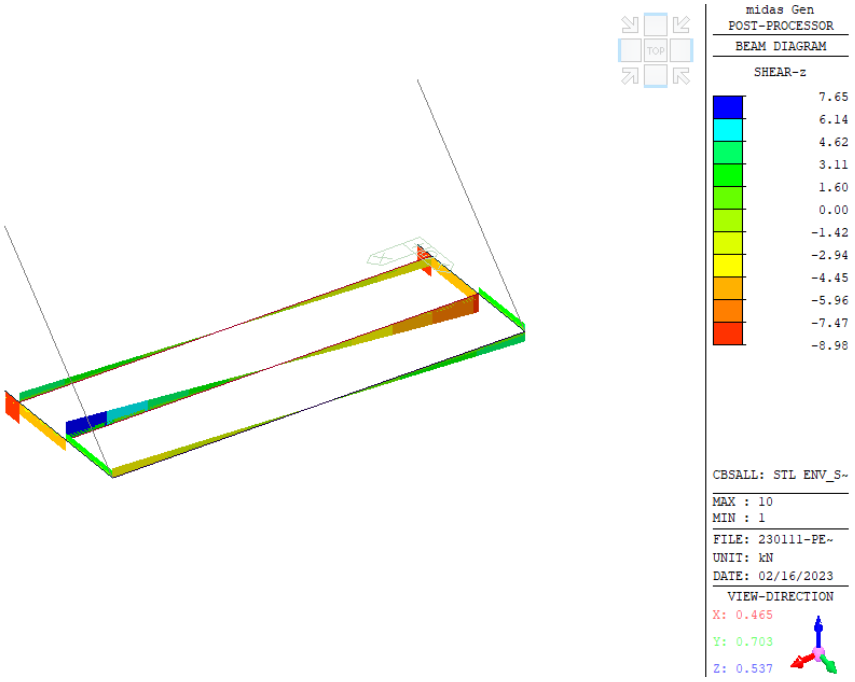


Fig. 3-6 Shear force Fz [kN] – Envelope SLU

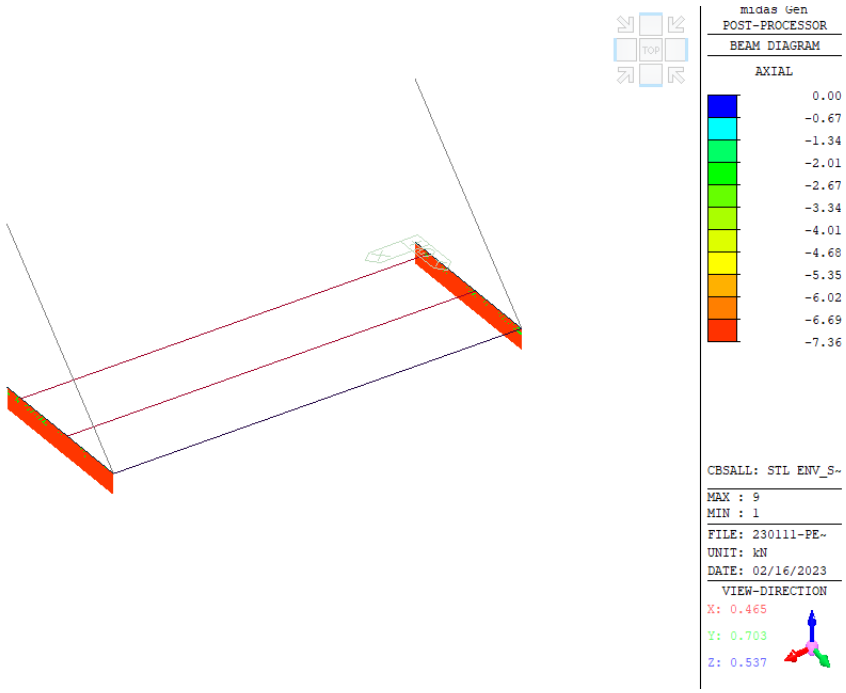


Fig. 3-7 Axial force N [kN] – Envelope SLU

Summary of the most stressed elements and their verifications are represented also in the table below. An exploitation rate of always less than 0.63 is obtained.

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	3	1		HEA140		15	1.50000	1.50000	1.000	1.000	-7.3558	-2.9771	-2.9771	-0.4213	-0.6750	-8.9835	-	-
	0.089	0.056		S275	275000		0.20000	0.20000	1.000	1.000	863.500	0.00000	47.6850	23.1487	397.246	160.478	-	-
OK	6	2		CHS-CF 88.9X5		14	2.12132	2.12132	1.000	1.000	10.4387	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.029	0.000		S275	275000		2.12132	2.12132	1.000	1.000	362.450	0.00000	9.69037	9.69037	0.00000	0.00000	8.31354	-
OK	10	3		IPE140		15	3.80000	3.80000	1.000	1.000	0.00000	7.20145	7.20145	0.00000	0.01616	7.64773	-	-
	0.629	0.063		S275	275000		3.80000	3.80000	1.000	1.000	451.000	11.4414	24.3100	5.24754	166.211	120.925	-	-
OK	9	4		UPN140		15	3.80000	3.80000	1.000	1.000	0.00000	-3.8858	-3.8858	0.00000	-0.0217	-4.0558	-	-
	0.137	0.025		S275	275000		3.80000	3.80000	1.000	1.000	561.000	0.00000	28.2700	8.64600	190.526	160.359	-	-

3.2 SERVICEABILITY LIMIT STATE

Due to efficiency of the structural typology, the deformations of the structure are almost null at the nodes. The maximum expected deformation in the central secondary beam centerline is about 6mm.

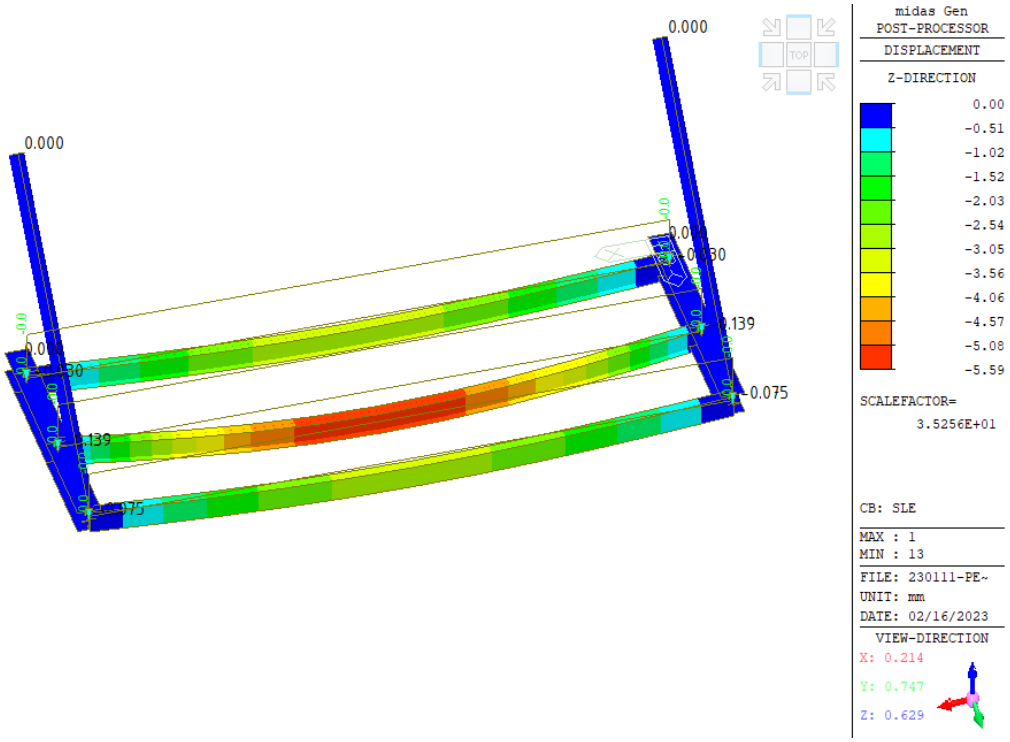


Fig. 3-8 Deformations at serviceability limit state

$$\frac{L}{d} = \frac{3800mm}{5.6mm} \cong 680$$

This value is smaller than the client requirement L/240 or NTC2018 of L/250. Therefore, the verifications are satisfied.

3.3 CONNECTION AT THE SUPPORT PANNEL

Nodal reactions at the connection points with the precast panels are presented below. These reactions, with the sign reversed, are then applied to verify the connections to the support panel.

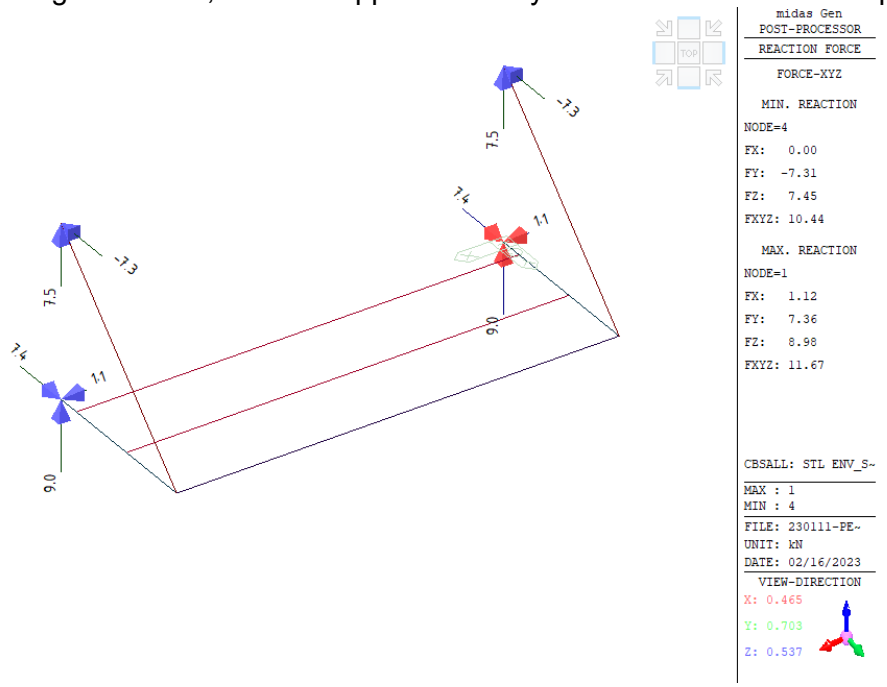


Fig. 3-9 Reaction forces XYZ [kN]

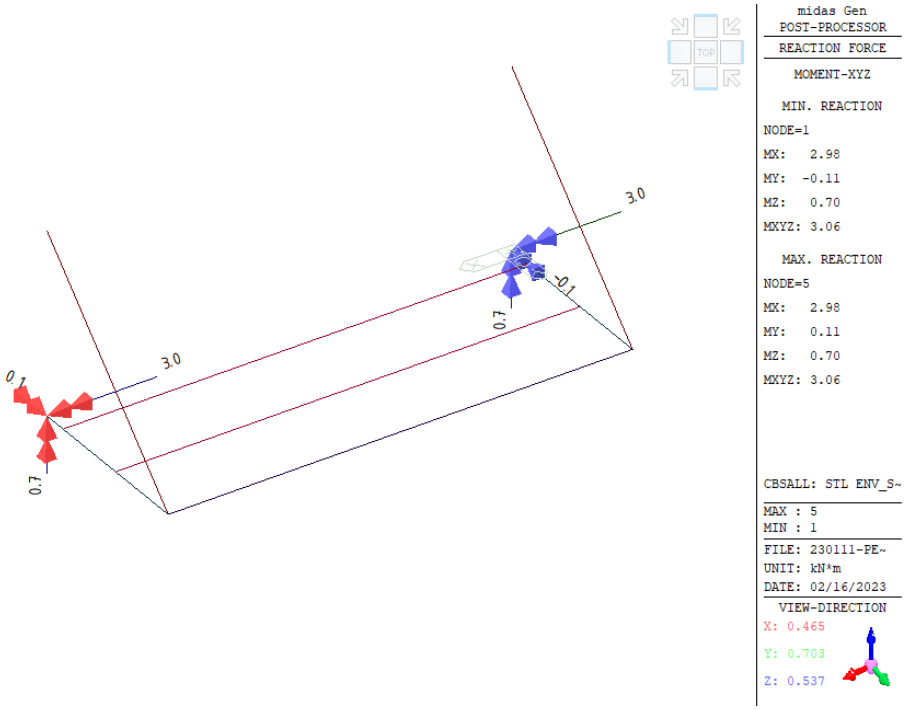


Fig. 3-10 Bending moment reactions XYZ [kNm]

3.3.1 TOP CONNECTION VERIFICATION

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
17/02/2023

fischer

fischer italia S.R.L Unipersonale

Corso Stati Uniti, 25
35127 Padova
Telefono: +39 049 8 06 31 11
Fax: +39 049 8 06 34 01
progettazione@fischeritalia.it
www.fischeritalia.it

Basi della progettazione

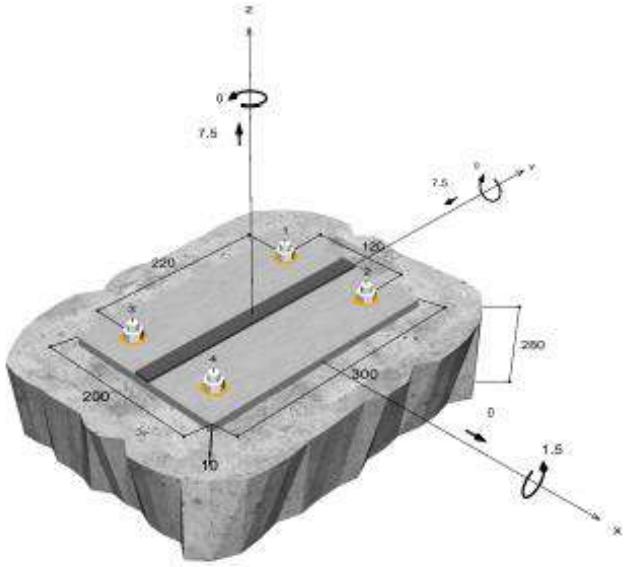
Ancorante

Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 12 x 180 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio	150 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-12/0258, Opzione 1, Emesso 17/06/2020

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
17/02/2023

fischer

Dati di input

Metodo di porgettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C30/37, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione Ancorante fissato sul materiale di base
Dimensioni piastra di ancoraggio	200 mm x 300 mm x 10 mm
Tipo di profilo	Profilo personalizzato

Carichi di progetto *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Tipo di carico
1	7,50	0,00	-7,50	1,50	0,00	0,00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	5,06	1,88	0,00	-1,88
2	5,06	1,88	0,00	-1,88
3	0,26	1,88	0,00	-1,88
4	0,26	1,88	0,00	-1,88

max. deformazione a compressione del calcestruzzo :	0,03	‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo :	1,1	N/mm²
Forza risultante di trazione :	10,66 kN ,	Coordinate x/y (0 / 99)
Forza risultante di compressione :	3,16 kN ,	Coordinate x/y (0 / -141)

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
17/02/2023

fischer

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

Utilizzo dell'acciaio

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s1} = 0{,}11 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s1} = 0{,}07 \leq 1$$
$$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s1}^2 + \beta_{V,s1}^2 = 0{,}02 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.55)}$$

Utilizzo del calcestruzzo

$$\beta_{N,p} = \beta_{N,p1} = 0{,}22 \leq 1$$
$$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp1} = 0{,}05 \leq 1$$
$$\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} = \beta_{N,p1}^{1.5} + \beta_{V,cp1}^{1.5} = 0{,}11 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.56)}$$

Verifica soddisfatta

Note

Le note generali e tecniche saranno riportate nella relazione completa

3.3.2 BOTTOM NODE VERIFICATION

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
16/02/2023

fischer

fischer italia S.R.L Unipersonale

Corso Stati Uniti, 25
35127 Padova
Telefono: +39 049 8 06 31 11
Fax: +39 049 8 06 34 01
progettazione@fischeritalia.it
www.fischeritalia.it

Basi della progettazione

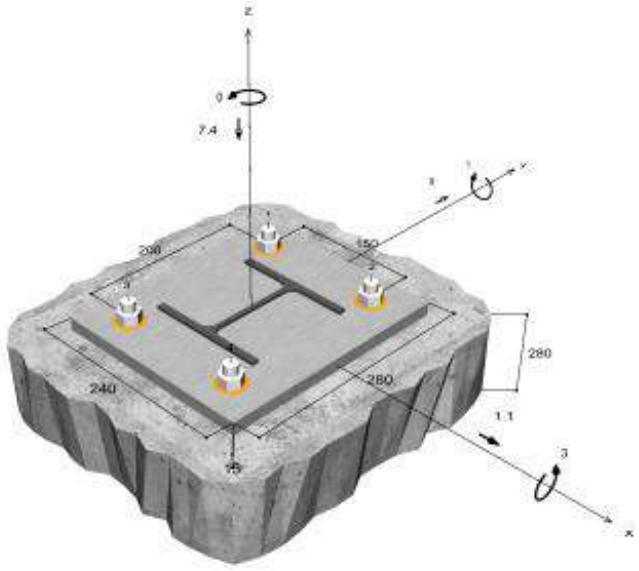
Ancorante

Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 16 x 250 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio	200 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-12/0258, Opzione 1, Emesso 17/06/2020

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
16/02/2023

fischer

Dati di input

Metodo di porgettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C30/37, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione Ancorante fissato sul materiale di base
Dimensioni piastra di ancoraggio	240 mm x 280 mm x 15 mm
Tipo di profilo	HEA 140

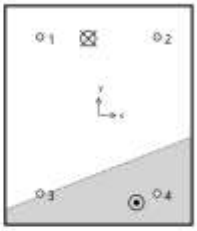
Carichi di progetto *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Tipo di carico
1	-7.40	1.10	9.00	3.00	1.00	0.00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	5.99	2.27	0.28	2.25
2	4.27	2.27	0.28	2.25
3	0.10	2.27	0.28	2.25
4	0.00	2.27	0.28	2.25



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0.10 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo : 3.3 N/mm²
Forza risultante di trazione : 10.36 kN , Coordinate x/y (-13 / 98)
Forza risultante di compressione : 17.76 kN , Coordinate x/y (49 / -112)

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.

Firmato digitalmente da
Claude Raymond Van Steenwinkel
SerialNumber = TINIT-VNSCDR59E20Z103X

C-FIX 1.113.0.0
Versione database
2022.12.10.12.0
Data
16/02/2023

fischer

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

Utilizzo dell'acciaio

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s,1} = 0.07 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s,1} = 0.04 \leq 1$$
$$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s,1}^2 + \beta_{V,s,1}^2 = 0.01 \leq 1$$

Equazione (7.55)

Utilizzo del calcestruzzo

Verifica soddisfatta

$$\beta_{N,p} = \beta_{N,p,1} = 0.13 \leq 1$$
$$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp,1} = 0.04 \leq 1$$
$$\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} = \beta_{N,p,1}^{1.5} + \beta_{V,cp,1}^{1.5} = 0.06 \leq 1$$

Equazione (7.56)

Note

Le note generali e tecniche saranno riportate nella relazione completa

3.4 EXCLUSIONS

From this analysis and design, the following items are excluded.

1. Connections of the elements of the steel frame.
2. Connections of roofing finishes to the main frame.

All of these items are not scope of this stage of design, therefore falls under the responsibility of the general contractor during construction design phase.